

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

Л. В. Гапонова

ПРОЕКТУВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для студентів денної і заочної форм навчання
освітнього рівня «магістр»
за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2019

Гапонова Л. В. Проектування висотних будівель: конспект лекцій (для студентів денної та заочної форм навчання освітнього рівня «магістр» за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / Л. В. Гапонова; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019. – 84 с.

Автор

канд. техн. наук, доц. Л. В. Гапонова

Рецензент

О. М. Пустовойтова, канд. техн. наук, доцент кафедри будівельних конструкцій

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 8 від 04.02.2019.

Конспект лекцій складено з метою допомоги студентам будівельних спеціальностей вищів під час підготовки до занять, заліків та іспитів.

© Л. В. Гапонова, 2019

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2019

ЗМІСТ

Тема 1 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	4
Тема 2 РОЗРАХУНКИ ВИСОТНОГО БУДИНКУ ЯК КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ «ГРУНТОВА ОСНОВА- ФУНДАМЕНТ-СПОРУДА».....	10
Тема 3 ПРОГРАМНІ КОМПЛЕКСИ, ЯКІ ВИКОНУЮТЬ РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	27
Тема 4 ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	33
Тема 5 ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ПАСПОРТ І ТЕПЛОВА ІЗОЛЯЦІЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	36
Тема 6 МОНІТОРИНГ ТА СПОСТЕРЕЖЕННЯ ЗА ТЕХНІЧНИМ СТАНОМ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ.....	44
Тема 7 НАВАНТАЖЕННЯ НА КОНСТРУКТИВНІ ЕЛЕМЕНТИ ВИСОТНОГО БУДИНКУ.....	51
Тема 8 ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ....	72
СПИСОК ДЖЕРЕЛ.....	82

Тема 1 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Вимоги до вибору і планування ділянки будівництва

Вибір ділянки для будівництва висотного будинку здійснюється на основі висновків містобудівного обґрунтування із врахуванням результатів додаткових досліджень і розроблень, у тому числі:

- візуально-ландшафтного аналізу розташування висотного будинку із врахуванням об'ємно-просторового сприйняття його в даному районі забудови та на прилеглих територіях;
- аналізу можливості виникнення геологічного ризику та результатів розроблення прогностичної оцінки змін геологічного середовища, інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов під впливом очікуваних навантажень від висотного будинку на ділянці будівництва і прилеглий території;
- аналізу впливу нового будівництва на технічний стан конструкцій та інженерних мереж існуючих будинків і споруд та об'єктів благоустрою, розташованих на прилеглий території;
- розрахунків перевізної спроможності міської транспортної та потужностей інженерної інфраструктур з урахуванням додаткових навантажень від висотного будинку;
- світлокліматичних розрахунків рівня інсоляції та природного освітлення для висотного будинку і оточуючої забудови на відповідність чинним нормам;
- розрахунків очікуваних рівнів звуків та звукових тисків;
- розрахунків забезпеченості населення озелененими територіями загального користування та об'єктами громадського призначення в межах запроектованих функціонально-планувальних утворень на територіях, що прилягають до ділянки будівництва висотного будинку;

- оцінювання мікрокліматичних показників навколишнього повітряного середовища, концентрації забруднюючих речовин, рівня зовнішнього шуму та вібрації;

- впливу аеродинамічних показників у зоні висотного будівництва (швидкості і напрямку вітрових потоків, зон турбулентності, вітрового підпору, розріджених зон тощо) на функціонування систем вентиляції і

- опалення існуючих будинків, відведення продуктів згоряння газу, особливо в будинках, обладнаних автономними проточними водонагрівачами (колонками, котлами тощо);

- аналізу взаємовпливу висотного будинку і повітряних транспортних суден у районах розташування аеропортів і аеродромів, об'єктів наземної інфраструктури, радіотехнічних засобів управління повітряним рухом, радіонавігацією, посадкою, зв'язком та метеозабезпеченням, в тому числі з урахуванням взаємовпливу авіаційного шуму на висотний будинок та висотного будинку на маневрування повітряних суден на при аеродромних територіях.

Не рекомендується розташування висотних будинків на приаеродромних територіях та в зонах маневрування повітряних суден на території України, а також у зонах обмеження житлової забудови навколо аеродрому через негативний вплив авіаційного шуму, електромагнітного випромінювання та інших впливів і ризиків. Розташування висотних будинків у зонах обмеження житлової забудови вирішується на основі висновків санітарно-епідеміологічної експертизи.

Планування ділянки будівництва висотного будинку необхідно виконувати з урахуванням вимог щодо організації безперешкодного середовища для маломобільних груп населення згідно з ДБН В.2.2-17.

Для забезпечення під'їзду та кругового руху пожежної техніки біля висотного будинку необхідно передбачати кругові проїзди.

У разі неможливості виконання даного пункту необхідно розробляти схему під'їзду та розташування пожежної техніки на прилеглій до висотного

будинку території у складі проектної документації з погодженням її з органами державного пожежного нагляду.

Планування ділянки будівництва повинно забезпечувати можливість роздільної експлуатації різних функціональних частин висотного будинку. Територію, яка відноситься до житлової частини висотного будинку включно з під'їздами та входами, рекомендується проектувати відокремленою, що визначається у завданні на проектування.

Ділянку будівництва висотного будинку рекомендується проектувати з підвищеним рівнем якості благоустрою та передбачати влаштування зелених насаджень і зон відпочинку. При цьому розвиток вказаних зон слід здійснювати за рахунок їх розміщення на покриттях стилобатів, влаштування внутрішніх рекреаційних приміщень, зимових садів, спортивних залів тощо.

В'їзди та виїзди з території ділянки будівництва рекомендується передбачати на місцеву вуличну мережу або місцеві проїзди магістральних вулиць міського значення.

При плануванні ділянки будівництва необхідно передбачати проходи для ефективної евакуації людей із висотного будинку.

Склад зон ділянки будівництва та вимоги до них визначаються в завданні на проектування. При цьому необхідно враховувати влаштування майданчиків для стоянки автотранспорту мешканців, працівників, та відвідувачів.

Не рекомендується розташування висотних будинків на відстані менше 100 м від джерел вібрації та шуму (метрополітену, залізничного або інших швидкісних видів транспорту тощо). При розташуванні висотних будинків на відстані менше 100 м від зазначених джерел вібрації та шуму необхідно виконувати спеціальне обґрунтування згідно з ДБН В.2.3-7 із врахуванням санітарних норм згідно з ДСП 173, інших чинників («ефекту», віброповзучості ґрунтової основи тощо) та погодженням із міською службою метрополітену за участю проектної організації-розробника проекту тунельних споруд та будівель у зоні впливу будівництва висотного будинку.

Об'ємно-планувальні рішення. Загальна структура, перелік та площі функціональних елементів, поверховість, висота будинку та кількість підземних поверхів визначається у завданні на проектування з урахуванням вимог ДБН В.2.2-9, ДБН В.2.2-15, ДБН В.1.1-7 та положень цього документа. Типологічні вимоги, які не суперечать протипожежним, санітарно-епідеміологічним, природоохоронним та іншим нормативним вимогам до висотних будинків, слід приймати згідно з ДБН В.2.2-15, ДБН В.2.2-9.

Висота протипожежних відсіків не повинна перевищувати 50 м. Висота технічних поверхів визначається із врахуванням конструктивних, технічних, протипожежних та санітарно-епідеміологічних вимог.

Тип та кількість сходових кліток визначається розрахунком у проектній документації за погодженням з органами державного пожежного нагляду. У висотних будинках слід передбачати службові приміщення для центрального пункту управління висотним будинком (ЦПУБ) або диспетчерської, охорони будинку, пожежного поста, служби експлуатації і моніторингу стану основних несучих конструкцій і інженерних систем тощо. Перелік, площі та вимоги до розміщення службових приміщень, можливість їх блокування або сумісного розташування визначається у завданні на проектування та проектній документації із врахуванням технологічних, санітарно-епідеміологічних та протипожежних вимог, а також технічних умов на проектування відповідних служб, що експлуатують інженерні мережі.

Службові приміщення рекомендується розташовувати ближче до головного входу висотного будинку на першому або на цокольному поверхах із виходом до вестибюлю або безпосередньо на вулицю та із забезпеченням їх захисту від несанкціонованого доступу.

Службові приміщення з довготривалим (цілодобовим) перебуванням людей повинні мати природне освітлення та індивідуальний санітарний вузол.

Перелік вбудованих та вбудовано-прибудованих приміщень, приміщень, які розташовуються у підземних та цокольних поверхах, а також приміщень без

природного освітлення в житлових та громадських будинках визначається згідно з ДБН В.2.2-15, ДБН В.2.2-9 у завданні на проектування та проектній документації з урахуванням санітарно-епідеміологічних та норм пожежної безпеки.

Розташування в житловому будинку приміщень громадського призначення здійснюється згідно з ДБН В.2.2-15 та додатковими протипожежними і санітарно-епідеміологічними вимогами, у тому числі вимогами до захисту від шуму житлових приміщень

Приміщення для санвузлів у квартирах рекомендується розташовувати з примиканням до коридорів загального користування.

Приміщення громадського призначення допускається розташовувати на першому, другому, третьому та цокольному поверхах житлових будинків згідно з ДБН В.2.2-15. Розміщення громадських приміщень на інших поверхах визначається у завданні на проектування за дотримання всіх санітарно-епідеміологічних та протипожежних норм і погоджується з органами державного санітарно-епідеміологічного та пожежного нагляду.

Розташування на технічних поверхах приміщень іншого призначення дозволяється за спеціального обґрунтування і здійснюється з урахуванням планувальних заходів щодо попередження впливу шуму, вібрації та електромагнітного поля інженерного обладнання на найближчі житлові приміщення з постійним перебуванням людей і при погодженні із органами державного пожежного та санітарно-епідеміологічного нагляду. Уклон та ширина сходових маршів і пандусів, висота сходинок, ширина проступу та сходової клітки визначається згідно з ДБН В.2.2-9, ДБН В.2.2-15 з урахуванням функціонального призначення висотного будинку. При цьому ширина сходових маршів повинна бути не менше ніж 1,2 м. Відстань між сходовими маршами повинна бути не менша 0,12 м (у світлі). Рекреаційні та літні приміщення висотного будинку, розташовані вище 73,5 м, повинні бути зашклюденими та мати відповідні огорожі для безпеки і зменшення психологічного дискомфорту – висото боязні людей.

При суцільному заскленні фасадів рекомендується із внутрішньої сторони передбачати конструктивні заходи (огорожі) до рівня 1,2 м від підлоги з метою забезпечення безпеки людей та зменшення психологічного дискомфорту – висотобоязні людей.

Вікна в приміщеннях висотного будинку, які розміщуються вище 73,5 м, з метою безпеки повинні бути виконані з фіксаторами, що дозволяють регулювати кут відкривання стулкових елементів, та з посиленими завісами, розрахованими на високошвидкісний напір вітру. Відкриватися повинні всі стулки вікон усередину приміщень.

Вимоги до озеленення і благоустрою покриттів висотних житлових та громадських будинків, до влаштування внутрішніх приміщень рекреації та зимового саду визначаються з урахуванням вимог чинних нормативів та санітарно-епідеміологічних вимог, у тому числі і до ґрунту.

При проектуванні фасадних систем необхідно враховувати вимоги до встановлення кондиціонерів, реклами та організації підсвітлення в нічний час. У висотному будинку необхідно передбачати засоби для ремонту і очищення фасадів та елементів їх засклення.

Тема 2 РОЗРАХУНКИ ВИСОТНОГО БУДИНКУ ЯК КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ «ГРУНТОВА ОСНОВА-ФУНДАМЕНТ-СПОРУДА»

Розрахунок і конструювання будинків при сейсмічних впливах слід виконувати згідно з ДБН В.1.1-12. Вогнестійкість конструкцій і вогнезбереження будинків повинні відповідати вимогам ДБНВ.1.1-7.

При проектуванні залізобетонних конструкцій їх надійність повинна бути встановлена розрахунком за граничними станами першої й другої груп шляхом використання розрахункових значень навантажень, характеристик матеріалів, які визначаються за допомогою відповідних коефіцієнтів надійності з урахуванням ступеня відповідальності будинків.

Значення характеристичних навантажень, коефіцієнтів сполучень навантажень і коефіцієнтів надійності відповідальності конструкцій, а також розподіл навантажень на постійні й тимчасові (тривалі й короточасні) слід приймати згідно з ДБН В.1.2-2.

Порядок прикладення постійних і тривало діючих навантажень повинен визначатися графіком провадження робіт або за фактом.

Розрахункова схема будинку включає дані про навантаження та фізичну модель. Фізична модель будинку являє собою тривимірну систему з колон, стін, плит, балок і їх сполучень, а також дані про фізико-механічні властивості матеріалів і навантаження. Розподіл зусиль у просторових системах у значній мірі обумовлюється характеристиками жорсткості елементів і їх сполученнями, які залежать як від матеріалу і його напруженого стану, так і від якості виготовлення й монтажу, наявності дефектів, передісторії навантаження, типу конструкції, вологості матеріалу, ступеня пошкодження (зношення), температури й інших факторів.

Розрахунки напружено-деформованого стану залізобетонних стержневих, пластинчастих і об'ємних елементів і їх сполучень розроблені в

існуючих нормативних документах тільки для нормальних перерізів при простих впливах.

Для довільних перерізів стержневих і пластинчастих елементів при складних впливах (випадки практично характерні для всіх елементів просторової схеми висотного будинку) рекомендується використовувати апробовані комп'ютерні програми, що реалізують алгоритми, засновані на фундаментальних положеннях деформаційної теорії залізобетону (закон плоских перерізів, нелінійна залежність між напруженнями й деформаціями, обмеження на значення лінійних деформацій тощо) і загальних вимогах відповідних нормативів.

Складні просторові геометричні схеми спрощують шляхом заміни реальної конструкції умовною схемою. Колони й балки апроксимують стержнями, приведеними до осі, а плити й стіни – пластинами, приведеними до серединної площини.

Допускається застосування континуальних, дискретно-континуальних і дискретних розрахункових моделей. Рекомендується використовувати розрахункові моделі, засновані на математичній і геометричній дискретизації просторових конструкцій методом скінченних елементів (МСЕ).

За необхідності допускається комп'ютерне моделювання окремих вузлів або фрагментів конструкцій на основі використання фізично нелінійних тривимірних скінченних елементів, спеціальних елементів, що моделюють тертя, проковзування, попередній натяг тощо. В особливо відповідальних випадках результати комп'ютерного моделювання рекомендується підтверджувати натурними експериментами.

Рекомендується застосовувати програмні комплекси, в яких реалізовані процедури розрахунку конструкцій з урахуванням фізичної й геометричної нелінійності, а також процесів, пов'язаних із життєвим циклом конструкції. У необхідних випадках рекомендується за цими програмними комплексами здійснювати розрахунок з урахуванням фізичної нелінійності залізобетону й ґрунтової (пальнової) основи й виконувати ДБН В.2.2-24:2009. Комп'ютерне

моделювання процесів зведення каркаса висотного будинку з урахуванням зміни фізико-механічних властивостей бетону в процесі зведення, а також процесів, пов'язаних з динамічними впливами (сейсміка, вітер), та процесів, пов'язаних з форс-мажорними ситуаціями (прогресуюче обвалення).

Розрахунок несучих конструктивних систем включає:

- визначення зусиль в елементах конструктивної системи (колонах, плитах перекриттів і покриття, фундаментних плитах, стінах, ґрунтовій або пальовій основах);
- визначення переміщень конструктивної системи в цілому й окремих її елементів, а також прискорень коливання перекриттів верхніх поверхів;
- розрахунок на стійкість конструктивної системи (стійкість форми й положення);
- оцінку опору конструктивної системи прогресуючому обваленню;
- оцінку несучої здатності й деформації основи.

Розрахунок несучої конструктивної системи, що включає надземні й підземні конструкції й фундамент, слід проводити для всіх послідовних стадій зведення (у випадку істотної зміни розрахункової ситуації) і для стадії експлуатації, приймаючи розрахункові схеми, що відповідають розглянутим стадіям. При цьому слід ураховувати:

- порядок прикладення й зміни вертикального навантаження й жорсткостей елементів у процесі монтажу й експлуатації;
- утворення тріщин від температурно-усадочних деформацій бетону в процесі твердіння й наявність технологічних швів при бетонуванні захватками;
- величину міцності й жорсткості бетону в момент звільнення конструкції від опалубки й передачі навантаження від вищерозташованих поверхів.

Розрахунок несучої конструктивної системи в загальному випадку слід проводити в просторові постановці з урахуванням спільної роботи надземних і підземних конструкцій, фундаменту й основи під ним.

Розрахунок несучих конструктивних систем слід проводити із використанням лінійних і нелінійних жорсткостей залізобетонних елементів.

Лінійні жорсткості залізобетонних елементів визначають, як для суцільного пружного тіла.

Нелінійні жорсткості залізобетонних елементів визначають за поперечним перерізом з урахуванням можливого утворення тріщин, а також з урахуванням розвитку непружних деформацій у бетоні й арматурі, що відповідають короточасному й тривалому діям навантаження.

Значення нелінійних жорсткостей залізобетонних елементів слід визначати залежно від стадії розрахунку, вимог до розрахунку й характеру напружено-деформованого стану елемента.

На першій стадії розрахунку конструктивної системи, коли армування залізобетонних елементів невідомо, нелінійну роботу елементів рекомендується враховувати шляхом зниження їх жорсткостей за допомогою умовних узагальнених коефіцієнтів.

На наступних стадіях розрахунку конструктивної системи, коли відоме армування залізобетонних елементів, у розрахунок слід уводити уточнені значення жорсткостей елементів, які визначені з урахуванням армування, утворення тріщин і розвитку непружних деформацій у бетоні й арматурі згідно із вказівками чинних нормативних документів із проектування залізобетонних конструкцій.

У результаті розрахунку несучої конструктивної системи повинні бути встановлені: у колонах – значення поздовжніх і поперечних сил, згинальних моментів, а в необхідних випадках – і крутних моментів; у плоских плитах перекриттів, покриттях й фундаментах – значення згинальних і крутних моментів, поперечних і поздовжніх сил.

Зусилля в елементах конструктивної системи слід визначати від дії поздовжніх розрахункових постійних, тривалих, короточасних і епізодичних навантажень, а також їх основних і аварійних сполучень.

На першій стадії розрахунку для оцінки зусиль в елементах конструктивної системи допускається приймати наближені значення жорсткостей елементів, маючи на увазі, що розподіл зусиль в елементах конструктивних систем залежить не від величини, а, в основному, від співвідношення жорсткостей цих елементів.

Для більш точної оцінки розподілу зусиль в елементах конструктивної системи рекомендується приймати уточнені значення жорсткостей з понижувальними коефіцієнтами. При цьому необхідно враховувати істотне зниження жорсткостей у плитних елементах, що згинаються (у результаті можливого утворення тріщин), у порівнянні з позацентрово стиснутими елементами. У першому наближенні рекомендується приймати модуль пружності матеріалу, який дорівнює E_b з понижувальними коефіцієнтами : 0,6 – для вертикальних стиснутих елементів; 0,3 – для плит перекриттів (покриттів) і балок з урахуванням тривалості дії навантаження.

У результаті розрахунку несучої конструктивної системи повинні бути встановлені значення вертикальних переміщень (прогинів) перекриттів і покриттів, горизонтальні переміщення конструктивної системи, а також для будинків підвищеної поверховості – прискорення коливань перекриттів верхніх поверхів. Величини вказаних переміщень і прискорення коливань не повинні перевищувати допустимих значень, установлених відповідними нормативними документами.

Горизонтальні переміщення конструктивної системи слід визначати від дії експлуатаційних розрахункових (для граничних станів другої групи) значень постійних, тривалих, короточасних горизонтальних і вертикальних навантажень. Вертикальні переміщення (прогини) перекриттів і покриттів визначають від дії експлуатаційних значень постійних і тривалих вертикальних навантажень. При цьому на першій стадії розрахунку

рекомендується приймати знижені значення жорсткостей елементів конструктивної системи, зокрема плит перекриттів, оскільки вертикальні переміщення (прогини) прямо залежать від деформаційних властивостей плит.

У першому наближенні значення понижувальних коефіцієнтів щодо початкового модуля пружності бетону з урахуванням тривалості дії навантаження рекомендується приймати: для вертикальних несучих елементів – 0,6, а для плит перекриттів (покриттів) – 0,3.

На наступних стадіях розрахунку при відомому армуванні слід приймати уточнені жорсткості плит з урахуванням армування, наявності тріщин і непружних деформацій у бетоні й арматурі, що визначаються чинними нормативними документами.

Прискорення коливань перекриттів верхніх поверхів будинку слід визначати при дії пульсаційної складової вітрового навантаження.

При розрахунку на стійкість конструктивної системи слід перевіряти стійкість форми конструктивної системи, а також стійкість положення конструктивної системи на перекидання і на зсув.

Розрахунок на стійкість конструктивної системи слід проводити на дію поздовжніх розрахункових постійних, тривалих, короткочасних і епізодичних вертикальних і горизонтальних навантажень.

При розрахунку стійкості форми конструктивної системи рекомендується приймати знижені жорсткості елементів конструктивної системи (з огляду на нелінійну роботу матеріалу), оскільки стійкість конструктивної системи пов'язана з деформативністю системи й окремих елементів. При цьому значення понижувальних коефіцієнтів у першому наближенні рекомендується приймати з урахуванням того, що стійкість конструктивної системи залежить від опору в основному позацентрово стиснутих вертикальних елементів при тривалій дії навантаження й у стадії, що наближається до граничної. Запас стійкості повинен бути не менше ніж двократним.

При розрахунку на загальну стійкість конструкцій допускається перевіряти для сполучення навантажень, якому відповідають найбільші значення поздовжніх сил і знайдені коефіцієнти розрахункової довжини, розповсюджувати на інші сполучення навантажень.

При розрахунку стійкості положення конструктивної системи слід розглядати як жорстке недеформоване тіло. При розрахунку на перекидання утримуючий момент від вертикального навантаження повинен перевищувати перекидний момент від горизонтального навантаження з коефіцієнтом не менше 1,5.

При розрахунку на зсув утримуюча горизонтальна сила повинна перевищувати діючу зсувну силу з коефіцієнтом 1,2. При цьому слід ураховувати найбільш несприятливі значення коефіцієнтів надійності щодо навантаження. Несучу здатність і деформації основи слід оцінювати згідно з відповідними нормативними документами за зусиллями, що діють на основу, знайденими при розрахунку конструктивної системи будинку. Розрахунок перекосів від нерівномірних вертикальних деформацій сусідніх несучих конструкцій (стін і колон) слід проводити з урахуванням фактичного порядку зведення будинку, а також часу й тривалості прикладення навантажень для врахування нелінійних деформацій у залізобетонних конструкціях.

Методи розрахунку. Просторова конструктивна система є статично невизначеною системою. Для розрахунку несучих конструктивних систем рекомендується використовувати дискретні розрахункові моделі, що розраховуються методом скінченних елементів.

Дискретизацію конструктивних систем проводять із застосуванням оболонкових, стержневих і об'ємних (якщо це необхідно) скінченних елементів, які використані у прийнятій розрахунковій програмі.

При створенні просторової моделі конструктивної системи необхідно враховувати характер спільної роботи стержневих, оболонкових і об'ємних скінченних елементів, пов'язаний з різною кількістю ступенів свободи для кожного із указаних елементів.

Деформативні властивості основи слід урахувувати шляхом використання загальноприйнятих розрахункових моделей основи Вінклера або Пастернака.

Коефіцієнти постелі слід визначати відповідно до осідання основи, яка може бути обчислена за схемами лінійно деформованого півпростору або лінійно деформованого шару. При розрахунку на динамічні впливи допускається вводити коефіцієнт збільшення жорсткості основи. При використанні пальових або пальово-плитних фундаментів палі слід моделювати як залізобетонні конструкції або враховувати їх спільну роботу з фундаментом узагальнено, як єдину основу з використанням приведенного коефіцієнта постелі основи.

Модель пальової основи рекомендується розглядати у фізично нелінійній постановці, щоб урахувати вирівнювання початкове нерівномірних зусиль у палях, обумовлених більшою жорсткістю паль на периферії пального поля.

Палі моделюються вертикальними елементами, жорсткість яких визначається за нормативними документами, або в результаті натурних випробувань пробних кушів паль. Палі можуть також моделюватися стержневим елементом (залізобетонна колона) у ґрунтовому масиві. Сприйняття горизонтальних зусиль ґрунтовою або пальною основою допускається моделювати введенням горизонтальних в'язей скінченної ДБН В.2.2-24:2009 жорсткості у вузли, які лежать у рівні контакту основи і фундаментної плити.

За необхідності врахування різних факторів поширення вимушених коливань у ґрунті (вплив наявних включень, моделювання роботи паль у ґрунті тощо) рекомендується масив ґрунтової основи моделювати плоскими або тривимірними скінченними елементами ґрунту, що враховують фізичну нелінійність його роботи.

При побудові скінченно-елементної розрахункової моделі розміри й конфігурацію скінченних елементів слід задавати, виходячи з можливостей

застосовуваних конкретних розрахункових програм, і приймати такими, щоб була забезпечена необхідна точність визначення зусиль по довжині колон і по площі плит перекриттів, фундаментів і стін з урахуванням спільного числа скінченних елементів у розрахунковій схемі, що впливає на тривалість розрахунку.

Рекомендується при розрахунку спільної схеми будинку й окремих елементів застосовувати принципи фрагментації. При розрахунку загальної схеми будинку на горизонтальні й вертикальні навантаження слід використовувати модель із досить рідкою скінченно-елементною сіткою. Розміри скінченних елементів у цьому випадку можуть не перевищувати $\frac{1}{2} \div \frac{1}{4}$ висоти поверху. Розрахунки окремих елементів будинку (плити перекриттів, стіни, фундаментні плити) у цьому випадку проводяться як розрахунки окремих конструктивних схем із більш густою скінченно-елементною сіткою на місцеве навантаження й переміщення вузлів, спільних із вузлами загальної схеми.

При організації такого розрахунку рекомендується застосовувати програмні комплекси (ПК «МОНОМАХ»), у яких автоматично реалізовані принципи фрагментації.

Після визначення армування у плитах перекриттів і покриттів слід зробити додатковий розрахунок конструктивної системи для уточнення прогинів цих конструкцій, приймаючи уточнені значення згинальних жорсткостей скінченних елементів плит з урахуванням армування у двох напрямках відповідно до чинних нормативних документів.

Аналогічний додатковий розрахунок слід виконати для більш точної оцінки згинальних моментів в елементах перекриттів, покриттів і фундаментних плитах, а також поздовжніх сил у стінах і колонах з урахуванням нелінійної роботи арматури й бетону аж до граничних значень.

Плити перекриття рекомендується розраховувати на вертикальне навантаження й переміщення вертикальних несучих елементів, отриманих із спільного розрахунку будинку з урахуванням послідовності зведення.

Скінченно-елементну сітку слід згустити в місцях обпирання плити на колони, пілони й стіни. У місцях згущення бажано, щоб розміри скінченних елементів плити не перевищували найменшого розміру вертикального несучого елемента. Для більш реалістичного відображення роботи вузлів обпирання плити на колони рекомендується застосовувати методи, що моделюють кінематичну гіпотезу плоского перерізу у габариті колони (використання тіла нескінченної жорсткості), або статичну гіпотезу, яка заснована на використанні лінійного закону розподілу сил, що передаються з колони на плиту.

За необхідності рекомендується проводити розрахунки окремих вузлів і елементів на основі тривимірної моделі у фізично нелінійній постановці. Наприклад, моделювання вузла обпирання плити на колону у випадку, якщо марка бетону колони на два й більше пунктів перевищує марку бетону плити, або моделювання роботи барета в ґрунтовому масиві тощо.

Розрахунок несучих залізобетонних елементів конструктивної системи (колон, стін, плит перекриттів, покриттів і фундаментів) слід проводити за граничними станами двох груп: за несучою здатністю (за міцністю і стійкістю) і за експлуатаційною придатністю (за тріщиностійкістю і деформаціями). При цьому розрахунок на стійкість окремих стиснутих елементів (колон і стін) рекомендується проводити в рамках розрахунку за міцністю цих елементів з урахуванням впливу поздовжнього вигину або в межах розрахунку статично невизначеної конструктивної системи.

Розрахунок на міцність перерізу залізобетонного елемента рекомендується проводити на підставі нелінійної деформаційної моделі за методом граничних зусиль, тобто за умов, коли зусилля від розрахункових впливів не перевищують граничних, які може сприйняти переріз, що розраховується.

Розподіл відносних деформацій бетону та арматури по висоті перерізу елемента приймають за лінійним законом (гіпотеза плоских перерізів).

У якості узагальненої характеристики механічних властивостей матеріалів (бетону та ненапруженої арматури) при одноосному напруженому стані слід приймати діаграми станів (деформування) матеріалів.

Діаграми встановлюють зв'язок між напруженнями й поздовжніми відносними деформаціями при короткочасній дії однократно прикладеного навантаження аж до встановлених граничних значень обвалення матеріалу при одноосному напруженому стані.

Діаграми, граничні значення відносних деформацій і інші розрахункові характеристики матеріалів допускається визначати відповідно до чинних нормативних документів.

Перехід від епюри напруження у бетоні й арматурі до узагальнених внутрішніх зусиль рекомендується здійснювати шляхом чисельного інтегрування за нормальним перерізом. Опором бетону розтягнутої зони нехтують.

Положення нейтральної осі й максимальні деформації визначають із умови рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль.

При дії на стержневий елемент крутного моменту розрахунок міцності проводиться за просторовим перерізом, який утворений спіральною тріщиною, розташованою під кутом до осі елемента. Розрахунок колони, яка працює на кручення, слід робити на основі моделі просторової ферми з умови рівноваги моментів усіх зовнішніх і внутрішніх сил у площині, нормальній до лінії, що обмежує стиснуту зону просторового перерізу відносно осі, що перпендикулярна до цієї площини, і яка проходить через точку прикладання рівнодіючих зусиль у стиснутій зоні. У якості розрахункового приймають замкнутий коробчастий переріз із товщиною умовної стінки, що не перевищує фактичної товщини.

Відкритий поперечний переріз слід поділяти на окремі частини, кожен з яких розглядають як прямокутний переріз.

Міцність і жорсткість при крученні слід визначати шляхом підсумовування, відповідно, міцностей або жорсткостей окремих прямокутних частин.

Спільну дію згинального й крутного моментів, а також крутного моменту й поперечних сил для простих перерізів рекомендується враховувати відповідно до чинних нормативних документів.

Розрахунок міцності і тріщиностійкості плоских плит перекриттів, покриттів, фундаментних плит і стін слід проводити на спільну дію згинальних і крутних моментів, поздовжніх та зсувних сил, прикладених по бічних сторонах плоского виділеного елемента в напрямку взаємно перпендикулярних осей, а також на дію поперечних сил.

При використанні в розрахунках об'ємних скінченних елементів (наприклад, у товстих фундаментних плитах) розтягувальні зусилля повинні бути сприйняті поздовжньою, поперечною або фібровою арматурою, а стискальні зусилля – бетоном. Поперечне армування плит у місцях опираючості вертикальних елементів (випуски) визначається за максимальними зусиллями в нижніх перерізах колон, пілонів і стін.

Несучі залізобетонні конструкції. Основними несучими елементами конструктивної системи є колони, стіни, плити перекриттів і покриттів, різні фундаменти, у тому числі пальові ростверки тощо.

Основними конструктивними параметрами колон є їх висота, розміри поперечного перерізу, клас бетону за міцністю на стиск і вміст поздовжньої й поперечної арматури, обумовлені просторовим розрахунком каркаса.

При проектуванні рекомендується приймати оптимальні конструктивні параметри колон, що установлюються на основі техніко-економічного аналізу. При цьому мінімальний розмір поперечного перерізу колон рекомендується приймати не менше 30 см, для колон з витягнутим поперечним перерізом – не менше 20 см, клас бетону, як правило, – не менше В25 і не більше В60, відсоток армування в будь-якому перерізі (включаючи ділянки з напустковим з'єднанням арматури) – не більше 10.

У тих випадках, коли техніко-економічний аналіз конструктивних параметрів колон показує, що необхідне армування перевищує максимальні значення, рекомендується застосовувати сталезалізобетонні, у тому числі трубобетонні, а також сталевібробетонні колони.

У тих випадках, коли техніко-економічний аналіз конструктивних параметрів колон показує, що необхідний клас бетону перевищує В60, рекомендується застосовувати для колон сталезалізобетонні рішення. Використання високоміцного бетону В70–В90 і вище можливо на основі спеціальних експериментальних досліджень.

Основними конструктивними параметрами стін є розміри (товщина стін), клас бетону за міцністю на стиск і вміст вертикальної арматури (відсоток армування), обумовлені залежно від висоти будинку, навантаження на перекриття, кроку стін.

При проектуванні рекомендується приймати оптимальні конструктивні параметри стін, які встановлені на основі техніко-економічного аналізу. При цьому розміри поперечного перерізу (товщину) стін рекомендується приймати не менше 20 см (верхніх поверхів не менше 18 см), клас бетону – не менше В 25, відсоток армування в будь-якому перерізі стіни (включаючи ділянки з напустковим з'єднанням арматури) – не більше 10.

При прольотах до 6-8 м перекриття рекомендується виконувати плоскими, при більших значеннях - плоскими з капітелями або міжколонними балками й стінами, а при прольотах до 12 м-з міжколонними балками або стінами та ребристими і пустотними плитами.

Для зальних приміщень прольотом 12-15 м рекомендуються кесонні, ребрісті або пустотні плити при обпиранні по чотирьох сторонах на балки й стіни.

Основними конструктивними параметрами плоских плит перекриттів є розміри поперечного перерізу (товщина плити), клас бетону за міцністю на стиск і вміст поздовжньої арматури, які визначаються залежно від навантаження на перекриття та довжини прольотів.

При проектуванні рекомендується приймати оптимальні конструктивні параметри перекриттів, установлені на основі техніко-економічного аналізу. При цьому товщину плоских плит перекриттів суцільного перерізу рекомендується приймати не менше $1/30$ довжини найбільшого прольоту і не більше 25 см, клас бетону – не менше В20. Висота пустотних, ребристих і кесонних плит приймається не менше 25 см і не більше ДБН В.2.2-24:2009 – 50 см, клас бетону – не менше В25.

У плоских плитах перекриттів на густо армованих ділянках навколо колон, де діють максимальні поперечні згинальні сили і крутні моменти, для запобігання продавлюванню, спрощення армування й полегшення бетонування рекомендується укладання фібробетону класу за міцністю на розтяг не менше В25.

Основними конструктивними параметрами плоских фундаментних плит є розміри (товщина плити), клас бетону за міцністю на стиск і вміст поздовжньої арматури, які визначаються залежно від реактивного тиску ґрунту основи й кроку колон і стін.

При проектуванні рекомендується приймати оптимальні конструктивні параметри фундаментних плит, установлені на основі техніко-економічного аналізу. При цьому товщину фундаментних плит рекомендується приймати не менше 60 см (товщина однієї з плит при коробчастих і кесонних фундаментах) і не більше 200 см, клас бетону – не менше В20, армування – не менше 0,3 %, а марку за водонепроникністю – не менше W6.

Ребристі й коробчасті фундаменти складаються із плитних і стінових елементів і застосовуються для підвищення жорсткості будинку, а при висоті більше 2 м також для використання підземного простору як технічних поверхів.

Пальові фундаменти складаються з монолітних ростверків у вигляді спільних фундаментних плит, стрічкових фундаментних плит під стінами,

окремо фундаментних плит, що стоять під колонами, та забивних, буронабивних, буроін'єкційних і інших паль.

Тип і розташування паль по полю фундаментної плити слід вибирати залежно від конструктивної системи будинку, навантажень, що припадають на палі, та інженерно-геологічних умов основи.

Конструювання основних несучих конструкцій монолітних будинків

Колони армують поздовжньою, як правило, симетричною арматурою, розташованою по контуру поперечного перерізу та, у необхідних випадках, усередині поперечного перерізу, та поперечною арматурою по висоті колони, що охоплює всі поздовжні стержні й розташована по контуру й усередині поперечного перерізу.

Конструкцію поперечної арматури у межах поперечного перерізу та максимальні відстані між хомутами й зв'язками по висоті колони слід приймати такими, щоб запобігти випинанню стиснутих поздовжніх стержнів і забезпечити рівномірне сприйняття поперечних сил по висоті колони.

Стіни рекомендується армувати, як правило, вертикальною й горизонтальною арматурою, розташованою симетрично біля бічних сторін стіни, і поперечними зв'язками, що з'єднують вертикальну й горизонтальну арматуру, розташовану в протилежних бічних сторонах стіни.

Максимальну відстань між вертикальними й горизонтальними стрижнями, а також максимальну відстань між поперечними зв'язками слід приймати такою, щоб запобігти випинанню вертикальної стиснутої арматури і забезпечити рівномірне сприйняття зусиль, що діють у стіні.

На торцевих ділянках стіни по її висоті слід встановлювати поперечну арматуру у вигляді П-подібних або замкнутих хомутів, що створюють необхідне анкерування кінцевих ділянок горизонтальних стержнів і захищають від випинання торцеву стиснуту вертикальну арматуру стін.

Зони стику стін у місцях перетину слід армувати по всій їх висоті перехресними П-подібними або гнутими хомутами, які забезпечують сприйняття концентрованих горизонтальних зусиль у з'єднаннях стін, а також захищають вертикальні стиснуті стержні в з'єднаннях від випинання, що й забезпечує анкеровку кінцевих ділянок горизонтальних стержнів.

Армування пілонів, які займають за своїми геометричними характеристиками проміжне положення між стінами й колонами, виконують як для колон або як для стін залежно від співвідношення довжини й ширини поперечного перерізу пілонів. При співвідношенні меншої сторони до більшої більше ніж 1:4 тип армування наближається до типу армування колони. При співвідношенні меншої сторони до більшої менше ніж 1:4 тип армування наближається до типу армування стіни (основна арматура розташовується уздовж довгих сторін).

Кількість вертикальної й горизонтальної арматури у стіні слід установлювати відповідно до діючих у стіні зусиль. При цьому рекомендується передбачати рівномірне армування по площі стіни зі збільшенням армування біля торців стіни й біля отворів.

Армування плоских плит слід здійснювати поздовжньою арматурою у двох напрямках, розташованою біля нижньої й верхньої граней плити, а в необхідних випадках (згідно з розрахунком) і поперечною арматурою, розташованою біля колон, стін і по площі плити.

На кінцевих ділянках плоских плит слід установлювати поперечну арматуру у вигляді П-подібних хомутів, розташованих по краю плити, що забезпечують сприйняття крутних моментів біля краю плити й необхідне анкерування кінцевих ділянок поздовжньої арматури.

Кількість верхньої й нижньої поздовжньої арматури у плиті перекриття (покриття) слід установлювати відповідно до діючих зусиль. При цьому рекомендується для нерегулярних конструктивних систем з метою спрощення армування встановлювати нижню основну арматурну сітку (Ø10 або Ø12 з кроком 200), а у прольотах установлювати додаткову арматуру, яка відповідає прольотним моментам. Основну верхню арматуру

слід приймати такою ж, як і нижню, а біля колон і стін установлювати додаткову верхню арматуру, яка в сумі з основною повинна сприймати опорні зусилля в плиті. Для регулярних конструктивних систем поздовжню арматуру рекомендується встановлювати по надколонних і міжколонних смугах у двох взаємно перпендикулярних напрямках відповідно до діючих у цих смугах зусиль.

Для скорочення витрат арматури можна також рекомендувати установку по всій площині плити нижньої й верхньої арматури, що відповідають мінімальному відсотку армування, а на ділянках, де діють зусилля, що перевищують зусилля, які можуть сприйматися цією арматурою, установлювати додаткову арматуру, яка у сумі з вищевказаною арматурою сприймає діючі на цих ділянках зусилля. Такий підхід приводить до більш складного армування перекриттів, що вимагає більш ретельного контролю арматурних робіт. Армування фундаментних плит слід проводити аналогічним способом.

У товстих фундаментних плитах, крім поздовжньої арматури, яка встановлюється у верхній і нижній гранях плити, слід передбачати поздовжню арматуру, розташовану в середній зоні по товщині плити.

Для зниження витрат сталі й полегшення бетонування в колонах, балках і фундаментних плитах замість стикування стержневої арматури діаметром 20 мм і більше шляхом перепуску рекомендується її стикувати в торець за допомогою ванного зварювання або обтискних муфт.

Шви бетонування в плоских плитах рекомендується призначати в прольоті на відстані $1/3 \div 1/4$ його довжини від опор. Не слід призначати ці шви в крайніх прольотах плити або на консолях.

Вогнестійкість конструкцій. При товщині захисного шару більше 50 мм для важкого бетону його необхідно армувати сіткою діаметром 1–2 мм та кроком не більше 70 мм×70 мм.

Для підвищення меж вогнестійкості статично невизначених конструкцій можливе збільшення площі арматури у верхній зоні проти необхідної з розрахунку на міцність.

Тема 3 ПРОГРАМНІ КОМПЛЕКСИ, ЯКІ ВИКОНУЮТЬ РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Вся історія будівельної механіки в докомп'ютерний період була пов'язана з розробкою прийомів, орієнтованих на чисельну реалізацію тієї або іншої розрахункової схеми.

Методи моментних і кутових фокусних відношень, метод Кроса, метод перерозподілу початкових кутових деформацій, метод пружного центру та інші прийоми – ось невеликий перелік з величезного ряду прийомів, що існували у той час, і методів розрахунку конструкцій, які, по суті, зводилися до прагнення уникнути великої кількості обчислень. І коли фахівець складав розрахункову схему, він перш за все думав про можливість вирішення задачі в такій постановці. Положення докорінно змінилося з появою ЕОМ і методу скінченних елементів. Метод скінченних елементів (МСЕ) – це чисельний метод вирішення задач прикладної фізики. Ключова ідея методу при аналізі поведінки конструкцій полягає в наступному: суцільне середовище (конструкція в цілому) моделюється шляхом розбиття її на області (скінченні елементи), в кожній з яких поведінка середовища описується за допомогою окремого набору вибраних функцій, що представляють напруження і переміщення у вказаній області. Ці набори функцій часто задаються в такій формі, щоб задовольняти умовам неперервності описуваних ними характеристик у всьому середовищі. Приклад скінченно-елементної моделі вузла з'єднання елементів металоконструкцій та розподіл нормальних напружень в ньому при навантаженні, отримані за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР.

Програмний комплекс ЛІРА-САПР – це багатофункціональний програмний комплекс для розрахунку, дослідження і проектування конструкцій різного призначення. ПК ЛІРА-САПР заснований на використанні методу скінченних елементів (МСЕ) у формі переміщень,

признаного в світі основним інструментом чисельного аналізу міцності та стійкості будівельних конструкцій. ПК ЛПРА-САПР успішно застосовується в розрахунках об'єктів будівництва, машинобудування, мостобудування, атомної енергетики, нафтовидобувної.

Програмні комплекси ЛПРА мають більш ніж 50-річну історію створення, розвитку і використання в наукових дослідженнях і практиці проектування конструкцій. Вони безперервно удосконалюються і пристосовуються до нових операційних систем і графічних середовищ. Окрім загального розрахунку моделі об'єкту на всі можливі види статичних навантажень, температурних, деформаційних і динамічних дій (вітер з врахуванням пульсації, сейсмічні дії і т. п.), ПК ЛПРА-САПР автоматизує ряд процесів проектування: визначення розрахункових сполучень навантажень і зусиль, підбір і перевірка перерізів сталевих і залізобетонних конструкцій з формуванням ескізів робочих креслень колон і балок. ПК ЛПРА-САПР дозволяє досліджувати загальну стійкість моделі, що розраховується, перевірити міцність перерізів елементів по різних теоріях руйнувань, надає можливість проводити розрахунки об'єктів з врахуванням фізичної і геометричної нелінійностей, моделювати процес зведення споруди з врахуванням монтажу і демонтажу елементів.

ПК ЛПРА-САПР складається з декількох взаємозв'язаних інформаційних систем:

1. ВІЗОР-САПР – система, яка організовує єдине графічне середовище користувача з багаточисельними можливостями синтезу і аналізу вирішуваного завдання.

2. ПРОЦЕСОР – складається з набору спеціалізованих підпроцесорів, що вирішують завдання в лінійній і нелінійній постановці, проводять розрахунок на стійкість і динамічні дії, реалізують супер-елементний підхід та дозволяють змоделювати процес зведення конструкції.

3. ЛАРМ-САПР – система проектування залізобетонних елементів.

4. СТК-САПР – система проектування сталевих елементів.

5. КС-САПР – конструктор перерізів.

6. РС-САПР – редактор бази даних прокатних сортamentів.

7. КМ-САПР – інтегрована в середовище AutoCAD система, що дозволяє на основі результатів розрахунку провести виконання робочих креслень.

8. ДОКУМЕНТАТОР – система підготовки конструкторської документації.

Рішення тільки лінійних задач – тобто таких, в яких зв'язок між силами, що діють на конструкцію, і переміщеннями її точок приймається лінійним, а в основі фізичних рівнянь, як правило, лежить узагальнений закон Гука. Насправді це часто не відповідає дійсності. Наприклад, бетон, дерево, пластик і деякі інші будівельні матеріали характеризуються нелінійною залежністю напружень від деформацій навіть при невеликих навантаженнях. Така нелінійність називається фізичною. Проявляється вона при виникненні пластичних деформацій, при криволінійній діаграмі «напруженнядеформації», при зміні властивостей матеріалів від зовнішніх впливів і т. д. При значних переміщеннях, співрозмірних з розмірами конструкції, необхідно враховувати геометричну нелінійність, наприклад, в разі поздовжнього і поздовжньо-поперечного згину стержнів, зміні координат точок конструкції через порівняно великі переміщення. Особливе місце займає конструктивна нелінійність, пов'язана зі зміною розрахункової схеми конструкції в процесі навантаження (врахування односторонніх зв'язків): при контактній взаємодії деформівних тіл (односторонні опори, тріщини), при розрахунку конструкцій типу вант, з затяжками і т. п.

Розрахунок нелінійних систем є більш складним завданням в порівнянні з рішенням лінійних задач, оскільки тут доводиться враховувати деформований стан розглянутої області, відмовитися від принципу незалежності дії сил, застосовувати спеціальні методи пошуку і аналізу рішення. При цих умовах отримати аналітичний розв'язок задачі, як правило, не вдається, тому розрахунок виконується за допомогою чисельних методів,

найчастіше МСЕ, використовуючи при цьому процедури послідовних наближень. Методи, що розглядаються нижче, часто застосовуються для вирішення нелінійних задач. Усі вони засновані на лінеаризації нелінійних рівнянь, тобто пошук розв'язку нелінійних рівнянь здійснюється розв'язуванням рекурентної послідовності лінійних. Деякі з них порівняно мало відомі (метод послідовних жорсткостей), хоча у ряді випадків досить ефективні.

Розглянуті методи можна розділити на два класи:

1) **ітераційні**, для яких відома точність рішення, але невідома кількість обчислень (ітерацій), які знадобляться, щоб досягти задану точність:

- метод пружних розв'язків – загальна матриця жорсткості представляється як сума лінійної та нелінійної складових;

- метод змінних жорсткостей (у математиці він відомий як метод січних, – загальна матриця жорсткості і її ітерації визначається на основі переміщень ітерації;

- метод Ньютона-Рафсона – на кожній ітерації визначається поправка на основі відхилення вузлових сил;

- метод Ньютона-Канторовича – модифікований м-д Ньютона-Рафсона без перерахунку матриці жорсткості на кожній ітерації.

2) **прямі**, для яких заздалегідь відома кількість обчислень, але невідомо, яка буде досягнута точність. Сюди відносяться крокові методи:

- метод послідовних жорсткостей;
- метод послідовних навантажень з урахуванням нев'язок.

Відомі також і інші модифікації крокових методів. Більшість модифікацій крокових методів пов'язана з уточненням рішення на кожному або на наступних кроках.

Послідовність моделювання процесу зведення **життєвого циклу конструкцій в ПК ЛИРА**: 1) задається конструктивна схема усього об'єкту, тобто описуються усі елементи, включаючи як основні несучі елементи

об'єкту (колони, балки, плити, діафрагми), так і тимчасові елементи (елементи опалубки, стійки підмостків та ін.); 2) для кожного етапу зведення описуються усі конструктивні елементи, які зведені на момент цього етапу, тимчасові опори, які присутні на цьому етапі, а також опори, які демонтуються на цьому етапі; 3) для кожного етапу задаються навантаження (власна вага, монтажні навантаження), які діють на цьому етапі, а також при необхідності понижуючий коефіцієнт міцності бетону. Початкові дані для останнього етапу відповідають експлуатаційній стадії об'єкту, тобто стадії, коли об'єкт повністю зведений, прибрані тимчасові опори, набрана експлуатаційна міцність бетону, діють експлуатаційні навантаження (власна вага, вітер, сніг, корисні навантаження). На кожному етапі зведення об'єкту відбувається розрахунок відповідної конструктивної схеми на власну вагу і монтажні навантаження з урахуванням наявних, знятих або доданих тимчасових опор. Подальший розрахунок на розрахункові поєднання експлуатаційних навантажень (сніг, вітер, власна вага покрівлі) виконуються не з «нульового» НДС змонтованої конструкції, а з НДС відповідного останній стадії монтажу.

ПК ЛІРА має засоби, що дозволяють вивести на екран усі результати в зручній для користувача формі, наочно і швидко виконати аналіз отриманих даних, відібрати з них потрібні для складання звіту. В склад ПК ЛІРА входить система документування ДОКУМЕНТАТОР, яка дозволяє в інтерактивному режимі роботи автоматично створювати:

- таблиці з чисельними результатами розрахунку;
- листи з графічною, табличною та текстовою інформацією;
- текстові документи з описом задачі, методів її розв'язання та результатами.

Стандартні таблиці формуються для всіх задач залежно від типу розрахунку, проте для всіх розрахунків обов'язковими є:

1. Переміщення вузлів. У шапці таблиці вказуються номери вузлів схеми в порядку зростання. Під шапкою в окремих рядках вказуються

номери завантажень і форми коливань, якщо завантаження є динамічними. Під номерами завантажень вказуються ідентифікатори переміщень, а в графах під номерами вузлів – їх значення.

2. Зусилля і напруження. У шапці таблиці вказується тип скінченного елемента, його порядковий номер в схемі, номер перерізу для стержня чи вузла для 120 площинного елемента.

Під шапкою в окремому рядку вказуються номери завантажень і форми коливань, якщо завантаження динамічне. Під номерами завантажень вказуються ідентифікатори зусиль або напружень, відповідні типу елемента. Інтерактивні таблиці дозволяють користувачу вільно змінювати їх вміст відповідно до необхідності. Для інтерактивних таблиць передбачений набір стандартних форм таблиць, які користувач може редагувати або доповнювати на власний розсуд. Створення форми таблиці це вибір змісту таблиці і відповідне формування її структури.

Передбачено наступні стандартні форми таблиць:

- вузли;
- елементи;
- вузлові навантаження;
- жорсткості;
- місцеві навантаження;
- зусилля (стержні);
- зусилля (пластини);
- зусилля (спец. елементи);
- РСЗ (стержні);
- РСЗ (пластини);
- частоти коливань;
- форми коливань і вага мас;
- інерційні навантаження.

Виведення результатів відбувається в одиницях виміру, які були задані користувачем в опціях налаштування програмного комплексу.

Тема 4 ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Проектування висотних будинків необхідно виконувати у відповідності з вимогами пожежної безпеки згідно з ДБН В.1.1-7, іншими чинними нормативними документами з питань пожежної безпеки та положеннями цих Норм.

Перелік необхідних розрахунків (часу евакуації людей тощо) для кожного будинку визначається в процесі розроблення проектної документації і погоджується з органами державного пожежного нагляду.

Протипожежні відстані між висотними будинками та іншими будинками слід приймати відповідно до вимог ДБН 360 як для будинків 1-го ступеня вогнестійкості.

Відстань від висотного будинку до найближчого пожежного депо повинна бути не більше 2 км при русі шляхами міської транспортної мережі загального користування.

При виборі земельної ділянки для висотного будинку у складі проекту необхідно передбачати на вказаній відстані пожежне депо, оснащене спеціальною технікою, а у разі наявності існуючого депо необхідно передбачати доукомплектування його спеціальною пожежною технікою за узгодженням з центральним (територіальним) органом державного пожежного нагляду.

При проектуванні висотного будинку слід передбачати проїзди для пожежної техніки, а також площадки для пожежної техніки та вертольотів відповідно до вимог додатка М.

Необхідність оснащення висотних будинків рятувальними пристроями колективного користування, їх тип, кількість та місця розміщення визначаються проектною організацією за узгодженням з органами державного пожежного нагляду.

Вимоги пожежної безпеки при влаштуванні автостоянок та гаражів у висотних будинках необхідно виконувати відповідно до ДБН В.2.3-15.

У висотних будинках забороняється влаштування приміщень виробничого призначення будь-якої категорії за вибухопожежною та пожежною небезпекою, а також складських приміщень категорій А та Б.

У складі експлуатаційної документації розробляються: загальна інструкція з пожежної безпеки висотного будинку; інструкція щодо дій служби пожежної безпеки та обслуговуючого персоналу при виникненні пожежі; інструкції з управління роботою та обслуговування автоматичних установок пожежної сигналізації, пожежогасіння, установок протидимного захисту, протипожежного водопостачання, систем оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей, а також диспетчеризації систем протипожежного захисту (СПЗ).

Об'ємно-планувальні рішення

На першому поверсі висотних будинків слід передбачати приміщення для пожежного поста (ЦПУБ, диспетчерської). Приміщення для пожежного поста (ЦПУБ, диспетчерської) необхідно проектувати впритул із примиканням до зовнішньої стіни з природним освітленням і виходом безпосередньо назовні.

Приміщення різного призначення (житлового, громадського) слід відокремлювати між собою глухими протипожежними стінами.

РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ВИБОРУ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ДЛЯ ЗБЕРЕЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІД ЧАС ПОЖЕЖІ:

1. Товщина захисного шару бетону в конструкції повинна бути достатньою для того, щоб захисний шар бетону прогрівся до температури не вище 300 °С, а пожежа не впливала на подальшу експлуатацію конструкції. При стандартній пожежі тривалістю 180 хв товщина захисного шару бетону повинна бути не менше 60 мм. При цьому захисний шар бетону повинен мати армування у вигляді противідкольної сітки із стержнів діаметром 2-3 мм з вічками не більше 50 мм, що буде сприяти запобіганню вибухоподібного руйнування бетону.

2. Температура прогрівання напруженої арматури під час пожежі не повинна перевищувати 100 °С для запобігання втраті попереднього напруження.

3. У колонах із поздовжньою арматурою в кількості більше чотирьох стержнів у перерізі частину стержнів доцільно встановлювати біля ядра перерізу колони, якщо це дозволяють зусилля, для максимально можливого віддалення арматури від поверхні, що нагрівається.

4. Колони великого поперечного перерізу з меншим відсотком армування краще опираються вогневому впливу ніж колони меншого поперечного перерізу з більшим відсотком армування.

5. Балки і колони з жорсткою арматурою всередині перерізу мають перевагу над балками, що армовані стержнковою арматурою, яка розташована біля поверхні, що нагрівається.

6. У балках, за наявності арматури різного діаметра і різного рівня, арматуру більшого діаметра слід розташовувати якомога далі від поверхні, яка нагрівається під час пожежі.

7. Краще використовувати широкі і невисокі балки ніж вузькі і високі. У якості основної арматури рекомендується використовувати більше двох стержнів, а частину основної арматури розміщувати в другому ряду, максимально віддаливши її від поверхні, що нагрівається.

8. У плитах для запобігання випучуванню поздовжньої арматури при її нагріванні під час пожежі необхідно передбачити конструктивне армування хомутами і поперечними стержнями.

9. Попередньо ненапружені балочні і плитні конструкції переважніші попередньо напружених.

10. На опорах між сусідніми балками і між балкою і стіною повинен бути проміжок, який дозволить балці вільно подовжуватися в процесі вогневого впливу. Ширина проміжку повинна бути не менше 5 % прогону балки.

11. Температурні шви необхідно заповнювати негорючими волокнистими матеріалами. Ширина температурного шва повинна бути не менше 0,15 % відстані між температурними швами.

Тема 5 ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ПАСПОРТ І ТЕПЛОВА ІЗОЛЯЦІЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Теплову ізоляцію висотних будинків необхідно проектувати згідно з ДБН В.2.6-31.

У завданні на проектування встановлюється клас енергетичної ефективності висотного будинку А або В відповідно до класифікації ДБН В.2.6-31.

Приведений опір теплопередачі непрозорих огорожувальних конструкцій чи непрозорої частини огорожувальних конструкцій (зовнішніх стін, покриття, перекриттів тощо) повинен відповідати вимогам таблиці 1 ДБН В.2.6-31 за показником мінімально допустимого значення опору теплопередачі $R_q \text{ min}$.

Приведений опір теплопередачі прозорих огорожувальних конструкцій повинен відповідати вимогам п.6а таблиці 1 ДБН В.2.6-31 за показником мінімально допустимого значення опору теплопередачі $R_q \text{ min}$. Мінімально допустиме значення опору теплопередачі внутрішніх міжквартирних конструкцій (стін, перекриттів), що розмежовують приміщення з розрахунковими температурами повітря, які відрізняються більше ніж на 3 °С, і приміщень із поквартирним регулюванням теплоспоживання визначається згідно з 2.5 ДБН В.2.6-31, при цьому розрахункові температури внутрішнього повітря приміщень приймаються за вимогами розділу 7 цього нормативного документа.

При розрахунках опору теплопередачі огорожувальних конструкцій розрахункове значення теплопровідності приймається при розрахункових умовах експлуатації Б згідно з таблицею Л.1 додатка Л ДБН В.2.6-31.

При проектуванні теплоізоляційної оболонки будинку за питомими тепловтратами на опалення обов'язкове виконання вимог 3.1 ДБН В.2.6-31. Нормативні максимальні тепловтрати висотних будинків приймаються за

даними таблиці 4 ДБН В.2.6-31 в залежності від призначення будинку та температурної зони експлуатації з урахуванням вимог 6.2 цих Норм.

Допускається застосовувати окремі конструктивні елементи теплоізоляційної оболонки зі зниженими значеннями опору теплопередачі до рівня 80 % від $R_{q \min}$ для непрозорих частин зовнішніх стін і до рівня 85 % від $R_{q \min}$ для інших огорожувальних конструкцій відповідно до формули (1) ДБН В.2.6-31 при обов'язковому виконанні умов для цих елементів теплоізоляційної оболонки за формулами (2) та (3) ДБН В.2.6-31.

Температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій $\Delta t_{пр}$ повинен відповідати вимогам таблиці 3 ДБН В.2.6-31.

Температурний перепад $\Delta t_{пр}$ при перевірці виконання умови за формулою (2) ДБН В.2.6-31 для огорожувальних конструкцій розраховується в залежності від їх коефіцієнта засклення згідно з додатком М ДБН В.2.6-31. При розрахунку температурного перепаду для огорожувальних конструкцій із коефіцієнтом засклення більше ніж 0,18 визначається приведена температура внутрішньої поверхні непрозорої та світлопрозорої частин конструкції, яка відноситься відповідно до площі непрозорої та світлопрозорої частин.

Мінімально допустима температура внутрішньої поверхні непрозорих огорожувальних конструкцій у зонах теплопровідних включень, у кутах і укосах віконних і дверних прорізів, а також стулок, коробок, імпостів, обрамлень, стояків та ригелів світлопрозорих огорожувальних конструкцій повинна бути не менше температури точки роси t_p при розрахункових параметрах навколишнього середовища.

Різниця температури на внутрішній поверхні світлопрозорих огорожувальних конструкцій, включаючи зони дистанційних рамок і температури внутрішнього повітря, повинна бути не менше ніж 4 °С.

При визначенні мінімальної температури внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій згідно з 5.10 та 5.11 розрахункове значення

температури зовнішнього повітря приймається в залежності від температурної зони експлуатації будинку згідно з додатком Ж ДБН В.2.6-31 для огорожувальних конструкцій до висоти 73,5 м. Для огорожувальних конструкцій, що розташовані вище умовної висоти 73,5 м, розрахункове значення температури зовнішнього повітря приймається на 1 °С нижче на кожних 50 м висоти будинку відносно розрахункових значень додатка Ж ДБН В.2.6-31.

Визначення показників теплостійкості огорожувальних конструкцій встановлюється за розділом 4 ДБН В.2.6-31.

Визначення опору повітропроникності огорожувальних конструкцій здійснюється за вимогами розділу 5 ДБН В.2.6-31 з урахуванням висоти будинку та швидкості руху зовнішнього повітря за даними таблиці Т1 додатка Т ДБН В.2.6-31.

Вологісний режим огорожувальних конструкцій повинен відповідати умові відсутності конденсації вологи відповідно до розділу 6 ДБН В.2.6-31.

За результатами розрахунків теплотехнічних показників теплоізоляційної оболонки складається енергетичний паспорт будинку згідно з розділом 7 ДБН В.2.6-31 за формою відповідно до додатка Ф ДБН В.2.6-31. Енергетичний паспорт є складовою частиною проектної документації.

Проектування теплоізоляційної оболонки висотних будинків треба здійснювати з застосуванням теплоізоляційних матеріалів, термін експлуатації яких складає не менше ніж 40 років; для змінних ущільнювачів - з терміном експлуатації не менше 20 років із забезпеченням ремонтпридатності елементів теплоізоляційної оболонки. У проектній (зокрема в архітектурних кресленнях) та експлуатаційній документації слід наводити дані про визначений термін служби теплоізоляційних матеріалів, що застосовуються, а також передбачати перевірку теплоізоляційних властивостей огорожувальних конструкцій після закінчення терміну служби. При цьому необхідно здійснювати вентилявання прошарку між стіною та зовнішнім личкувальним шаром.

Надходження зовнішнього повітря в приміщення при його природному припливі повинне здійснюватися через регульовані вентиляційні клапани та отвори, які розташовуються у зовнішніх стінах та/або вікнах при забезпеченні в приміщеннях допустимих рівнів шуму

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалюваних будинків та споруд і внутрішніх конструкцій, що розділяють приміщення, температура повітря в яких відрізняється на 3 °С та більше, обов'язкове виконання умов:

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{ min}} ,$$

$$\Delta t_{\text{пр}} \leq \Delta t_{\text{сг}} ,$$

$$\tau_{\text{в min}} > t_{\text{min}} ,$$

де $R_{\Sigma \text{пр}}$ – приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції (для термічно однорідних огорожувальних конструкцій визначається опір теплопередачі), приведений опір теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$;

$R_{q \text{ min}}$ – мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, мінімальне значення опору теплопередачі світлопрозорої огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$;

$\Delta t_{\text{пр}}$ – температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, °С;

$\Delta t_{\text{сг}}$ – допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, °С;

$\tau_{\text{в min}}$ – мінімальне значення температури внутрішньої поверхні в зонах теплопровідних включень в огорожувальній конструкції, °С;

t_{min} – мінімально допустиме значення температури внутрішньої поверхні при розрахункових значеннях температур внутрішнього й зовнішнього повітря, °С.

Мінімально допустиме значення $R_{q \min}$ опору теплопередачі непрозорих огорожувальних конструкцій, світлопрозорих огорожувальних конструкцій і дверей житлових і громадських будинків встановлюється згідно з таблицею 5.1 залежно від температурної зони експлуатації будинку.

Таблиця 5.1 – Мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції житлових та громадських будинків ($R_{q \min}$)

№ з/п.	Вид огорожувальної конструкції	Значення $R_{q \min}$, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$, для температурної зони	
		I	II
1	Зовнішні стіни	3,3	2,8
2	Суміщені покриття	5,35	4,9
3	Горищні покриття та перекриття неопалювальних горищ	4,95	4,5
4	Перекриття над проїздами та неопалювальними підвалами	3,75	3,3
5	Світлопрозорі огорожувальні конструкції	0,75	0,6
6	Вхідні двері в багатоквартирні житлові будинки та в громадські будинки	0,5	0,45
7	Вхідні двері в малоповерхові будинки та в квартири, що розташовані на перших поверхах багатоповерхових будинків	0,65	0,6

ДОДАТОК А

Форма енергетичного паспорта будинку

Таблиця А1 – Загальна інформація

Дата заповнення (рік, місяць, число)	
Адреса будинку	
Розробник проекту	
Адреса і телефон розробника	
Шифр проекту будинку	
Рік будівництва	

Таблиця А2 – Розрахункові параметри

Найменування розрахункових параметрів	Позначення	Одиниця виміру	Величина
Розрахункова температура внутрішнього повітря	t_B	°C	
Розрахункова температура зовнішнього повітря	t_3	°C	
Розрахункова температура теплого горища'	$t_{BГ}$	°C	
Розрахункова температура техпідпілля	$t_{Ц}$	°C	
Тривалість опалювального періоду	$Z_{оп}$	доба	
Середня температура зовнішнього повітря за опалювальний період	t	°C	
Розрахункова кількість градусо-днів опалювального періоду	D_d	°C доба	
Функціональне призначення, тип і конструктивне рішення будинку			
Призначення			
Розміщення в забудові			
Типовий проект, індивідуальний			
Конструктивне рішення			

Таблиця А3 – Геометричні, теплотехнічні та енергетичні показники

Показники	Позначення і розмірність показника	Нормативне значення показника	Розрахункове (проектне) значення показника	Фактичне значення показника
Геометричні показники				
Загальна площа зовнішніх огорожувальних конструкцій будинку	$F_{\Sigma}, \text{м}^2$	-		
В тому числі:				
- стін	$F_{\text{нп}}, \text{м}^2$	-		
- вікон і балконних дверей	$F_{\text{спв}}, \text{м}^2$	-		
- вітражів	$F_{\text{сп вт}}, \text{м}^2$	-		
- ліхтарів	$F_{\text{сп л}}, \text{м}^2$	-		
- покриттів (суміщених)	$F_{\text{пк}}, \text{м}^2$	-		
- горищних перекриттів (холодного горища)	$F_{\text{пк хг}}, \text{м}^2$	-		

Продовження таблиці А 3

Показники	Позначення і розмірність показника	Нормативне значення показника	Розрахункове (проектне) значення показника	Фактичне значення показника
- перекриттів теплих горищ	$F_{пк\ тг}, м^2$	-		
- перекриттів надтехпідпіллями	$F_{ц1}, м^2$	-		
- перекриттів над неопалюваними підвалами і підпіллями	$F_{ц2}, м^2$	-		
- перекриттів над проїздами і під еркерами	$F_{ц3}, м^2$	-		
- підлоги по ґрунту	$F_{пг}, м^2$	-		
Площа опалюваних приміщень	$F_h, м^2$	-		
Корисна площа (для громадських будинків)	$F_{lk}, м^2$	-		
Площа житлових приміщень і кухонь	$F_{lj}, м^2$	-		
Розрахункова площа (для громадських будинків)	$F_{lp}, м^2$	-		
Опалюваний об'єм	$V_h, м^3$	-		
Коефіцієнт скління фасадів будинку	$m_{ск}$	-		
Показник компактності будинку	$\Lambda_{к\ буд}$	-		
Теплотехнічні та енергетичні показники				
Теплотехнічні показники				
Приведений опір теплопередачі зовнішніх огорожувальних конструкцій:	$R_{\Sigma\ пр}, м^2 \cdot K/Вт$			
- стін	$R_{\Sigma\ пр\ нп}$			
- вікон і балконних дверей	$R_{\Sigma\ пр\ сп\ в}$			
- вітражів	$R_{\Sigma\ пр\ сп\ вт}$			
- ліхтарів	$R_{\Sigma\ пр\ сп\ л}$			
- входних дверей, воріт	$R_{\Sigma\ пр\ д}$			
- покриттів (суміщених)	$R_{\Sigma\ пр\ пк}$			
- горищних перекриттів (холодних горищ)	$R_{\Sigma\ пр\ г}$			
- перекриттів теплих горищ (включаючи покриття)	$R_{\Sigma\ пр\ тг}$			
- перекриттів надтехпідпіллями	$R_{\Sigma\ пр\ ц1}$			
- перекриттів над неопалюваними підвалами або підпіллями	$R_{\Sigma\ пр\ ц2}$			
- перекриттів над проїздами й під еркерами	$R_{\Sigma\ пр\ ц3}$			
- підлоги по ґрунту	$R_{\Sigma\ пр\ ц}$			
Енергетичні показники				
Розрахункові питомі тепловитрати	$q_{буд}, \frac{кВт \cdot год}{м^2}, (\frac{кВт \cdot год}{м^3})$			
Максимально допустиме значення питомих тепловитрат на опалення будинку	$E_{max}, \frac{кВт \cdot год}{м^2}, (\frac{кВт \cdot год}{м^3})$			
Клас енергетичної ефективності				
Термін ефективної експлуатації теплоізоляційної оболонки та її елементів				
Відповідність проекту будинку нормативним вимогам				
Необхідність доопрацювання проекту будинку				

Таблиця А 4— Класифікація будинків за енергетичною ефективністю

Класи енергетичної ефективності будинку	Різниця в % розрахункового або фактичного значення питомих тепловитрат, $q_{\text{буд}}$, від максимально допустимого значення, E_{max} , $[(q_{\text{буд}} - E_{\text{max}}) / E_{\text{max}}] \cdot 100\%$
A	Мінус 50 та менше
B	Від мінус 49 до мінус 10
C	Від мінус 9 до 0
D	Від 1 до 25
E	Від 26 до 75
F	76 та більше

Таблиця А 5 – Висновки за результатами оцінки енергетичних параметрів будинку

Вказівки щодо підвищення енергетичної ефективності будинку	
Рекомендовано:	
-	
-	

Паспорт заповнений:	
Організація	
Адреса і телефон	
Відповідальний виконавець	

Тема 6 МОНІТОРИНГ ТА СПОСТЕРЕЖЕННЯ ЗА ТЕХНІЧНИМ СТАНОМ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Моніторинг та спостереження за технічним станом висотних будинків і споруд житлового-громадського призначення є обов'язковою складовою частиною забезпечення умов безпеки при їх будівництві та експлуатації.

Метою моніторингу є оцінка впливу природних, техногенних, антропогенних та інших факторів на будівельний об'єкт та навколишнє середовище в період будівництва та експлуатації, розроблення прогнозу змін стану об'єкта, своєчасне виявлення дефектів, попередження та усунення негативних процесів, уточнення результатів прогнозу і коригування проектних рішень.

Завданням моніторингу є розроблення заходів щодо забезпечення надійності будівель та споруд у період їх будівництва та експлуатації, а також недопущення негативних змін навколишнього середовища, попередження й усунення дефектів конструкцій, здійснення контролю за виконанням розроблених та ухвалених заходів.

Склад моніторингу. За функціональним призначенням моніторинг поділяється на геолого-гідрологічний, об'єктний, еколого-біологічний та науковий аналіз отриманих результатів.

Геолого-гідрологічний моніторинг включає системи режимних спостережень за зміною стану ґрунтів, рівнів і складу підземних вод і за розвитком деструктивних процесів: ерозії, зсувів, карстово-суфозійних явищ, осідання земної поверхні тощо.

Об'єктний моніторинг включає всі види спостережень за станом основ, фундаментів, конструкцій підземної і наземної частин об'єкта нового будівництва та будинків, підземних споруд і об'єктів інфраструктури, що його оточують.

Еколого-біологічний моніторинг включає системи спостережень за зміною навколишнього природного середовища, радіаційної обстановки тощо.

Науковий аналіз отриманих результатів включає оцінку результатів спостережень, виконання розрахункових прогнозів, порівняння прогнозованих величин параметрів з результатами вимірів, вжиття заходів щодо попередження або усунення негативних наслідків шкідливих впливів і недопущення збільшення інтенсивності цих впливів.

Гідрогеологічний моніторинг передбачає контроль стану навколишнього середовища, а саме:

- рівня підземних вод;
- п'єзометричного тиску води у ґрунтовому масиві;
- витрати води, пов'язані з фільтрацією;
- визначення коефіцієнта фільтрації;
- температури ґрунтів у масиві;
- хімічного складу, температури і каламутності профільованої води в дренажах та колекторах;
- ефективності роботи дренажних водопонижувальних та протифільтраційних систем.

Об'єктний моніторинг передбачає контроль стану основ, фундаментів, конструкцій підземної і наземної частин об'єкта нового будівництва та будинків, підземних споруд і об'єктів інфраструктури, що його оточують.

Моніторинг основ, фундаментів та підземних конструкцій передбачає:

- геодезичні вимірювання переміщень та контроль за технічним станом будинків, підземних споруд і об'єктів інфраструктури, що оточують об'єкт будівництва;
- геодезичні вимірювання переміщень фундаментів висотної будівлі чи споруди, а також базових реперів, розташованих у межах можливого

впливу будівництва: вертикальних переміщень (осадок, підйомів), горизонтальних переміщень (зсувів), кренів і нерівномірних вертикальних переміщень;

- поопераційний геодезичний контроль точності монтажу конструктивних елементів;

- вимірювання коливань підземних конструкцій за наявності динамічних впливів;

- контроль деформаційно-напруженого стану основ, фундаментів та несучих конструкцій підземної частини;

- фіксація та спостереження за виникненням і розкриттям тріщин;

- контроль за станом огорожувальних підземних конструкцій, їх вологістю та станом гідроізоляції;

- вимірювання пошарових деформацій ґрунтів основи та осідання земної поверхні в межах можливого впливу будівництва; фіксацію змін фізико-механічних характеристик властивостей ґрунтів.

Моніторинг конструкцій наземної частини будівлі передбачає:

- геодезичні вимірювання переміщень висотної будівлі чи споруди: вертикальних переміщень (осадок, підйомів), горизонтальних переміщень (зсувів), кренів і нерівномірних вертикальних переміщень;

- поопераційний геодезичний контроль точності монтажу конструктивних елементів;

- контроль деформаційно-напруженого стану несучих конструкцій (колон, пілонів, ригелів та залізобетонного каркаса в цілому);

- контроль стану огорожувальних конструкцій;

- вимірювання коливань під впливом динамічних навантажень (вітрові, сейсмічні, температура навколишнього середовища, динамічні навантаження техногенного характеру);

- фіксація та спостереження за виникненням і розкриттям тріщин;

- контроль геометричних розмірів та перерізів стін;

- контроль деформації стін;
- контроль несучих елементів перекриття та їх сполучень (навантаження, геометричні розміри та деформації);
- контроль стану балконів, еркерів, лоджій, сходів, крокв та інших конструктивних елементів.

Еколого-біологічний моніторинг передбачає контроль за можливою зміною навколишнього природного середовища. Необхідно контролювати наступні природні й техногенні фактори, що сприяють погіршенню екологічної обстановки:

- зміну рівня підземних вод;
- забруднення ґрунтів і підземних вод;
- газовиділення;
- радіаційне випромінювання;
- техногенні фізичні поля;
- вібраційні й ударні впливи.

Оцінку можливих коливань і вібрацій необхідно виконувати не тільки з огляду їх впливу на будівлю, але й на людей.

Організація та проектування робіт із проведення моніторингу

Моніторинг є складовою частиною робіт науково-технічного супроводу нового будівництва згідно з ДБН В.1.2-5. Його повинні здійснювати спеціалізовані організації, що займаються питаннями науково-технічних досліджень, розроблення проектних рішень і технології виконання робіт.

Проект та програму моніторингу розробляють за технічним завданням, яке складає організація, що проводить моніторинг, погоджує генеральний проектувальник та затверджує замовник.

Обсяг параметрів, що контролюються, встановлюється проектувальником при розробленні технічного завдання на проведення моніторингу.

Програма моніторингу деталізує загальні положення, що викладені в технічному завданні, передбачає склад спостережень, обсяги робіт, методи виконання спостережень у залежності від конкретних умов будівництва, визначає принципи побудови системи моніторингу, вибір основних її елементів та блоків, конкретизує вимоги до технічних характеристик системи.

На стадії проектування повинні бути визначені:

- основні експлуатаційні вимоги до об'єктів;
- прогноз розрахункових величин деформацій і навантажень;
- уточнені вимоги до технічних характеристик системи моніторингу на основі прогнозу розрахункових величин параметрів, що контролюються;
- склад та конструкція системи моніторингу;
- схема розташування системи моніторингу на об'єкті;
- конструкція вузлів кріплення елементів системи моніторингу;
- технологія виконання робіт із моніторингу;
- методика обробки та аналізу отриманих даних.

При розробленні схеми розташування системи моніторингу на об'єкті та конструкції вузлів кріплення елементів системи моніторингу необхідно забезпечити облаштування пунктів установки елементів системи моніторингу на конструкціях будівлі чи в інших місцях, в залежності від функціонального призначення відповідних елементів. За необхідності створення базових вимірювальних пунктів вони повинні бути організовані за межами впливу будівництва на параметри, що контролюються.

Облаштування системи моніторингу має забезпечити захист її елементів від пошкоджень у процесі будівництва та експлуатації будівлі. Місця установки елементів системи мають бути розташовані в монолітних залізобетонних або цегляних нішах, що унеможливають несанкціонований доступ, або в металевих контейнерах, що зачиняються на замок.

Місця установки елементів системи мають бути забезпечені електроживленням та системою зв'язку з пунктом збору інформації.

Проектом має бути передбачено приміщення пункту збору інформації, яке може бути об'єднане з диспетчерською.

У випадку, якщо параметри, що контролюються, перевищують допуск на величину більше за обумовлену, має бути включена система аварійного оповіщення.

На стадії будівництва установлюються системи спостережень, проводяться спостереження та науковий аналіз отриманих результатів.

Моніторинг, як правило, необхідно здійснювати з використанням комплексних автоматизованих систем.

Використовувані для спостережень прилади й устаткування повинні бути сертифіковані, калібровані або атестовані відповідно до вимог нормативних документів.

На стадії експлуатації виконується моніторинг основ, фундаментів, підземних конструкцій та конструкцій наземної частини будівлі, а також геодезичні вимірювання переміщень та контроль за технічним станом будинків, підземних споруд і об'єктів інфраструктури, що оточують об'єкт будівництва протягом стабілізаційного періоду, якщо інше не передбачено проектом.

Передбачені проектом стаціонарні автоматичні системи моніторингу мають, за можливості, функціонувати протягом часу експлуатації об'єкта.

Форма звітності при проведенні робіт із моніторингу

Організація, що веде роботи із моніторингу будинків, звітує перед замовником і генеральним проектувальником.

Форма звітності – науково-технічний звіт, що включає:

– результати моніторингу, які можуть бути представлені у вигляді дефектних відомостей, графіків розвитку осідань і нахилів будинку, деформацій конструкцій, актів огляду стану наземних та підземних

конструкцій будинку, матеріалів, що відображають контроль якості робіт, та інших матеріалів у відповідності з програмою моніторингу;

- висновки про стан будинків, розташованих поблизу нового будівництва;

- матеріали наукового аналізу отриманих результатів, що включають оцінку результатів спостережень;

- виконання розрахункових прогнозів, порівняння прогнозованих величин параметрів із результатами вимірів, пропозиції щодо вжиття заходів із попередження або усунення негативних наслідків шкідливих впливів і недопущення збільшення інтенсивності цих впливів.

У випадку виникнення деформацій і інших явищ, що відрізняються від прогнозованих і представляють небезпеку для оточуючої забудови або нового будівництва, це необхідно довести до відома замовника, генпідрядника й проектною організацією для спільного вжиття екстрених заходів.

Технічне завдання на моніторинг будівництва та експлуатації висотних будинків

У технічному завданні повинні бути висвітлені основні питання:

- найменування об'єкта будівництва;
- місце розташування, вид будівництва, розміри й конструкція об'єкта, розташування щодо існуючої забудови;
- найменування й коротка характеристика існуючих будинків і споруд, розташованих у зоні впливу нового будівництва;
- геологічна будова площадки, наявність небезпечних геологічних процесів, які можуть бути ініційовані новим будівництвом;
- обґрунтування для виконання моніторингу;
- стадія проектування;
- мета, завдання і склад робіт;
- короткий зміст звітних матеріалів і обов'язки замовника;
- найменування замовника й проектною організацією.

Тема 7 НАВАНТАЖЕННЯ НА КОНСТРУКТИВНІ ЕЛЕМЕНТИ ВИСОТНОГО БУДИНКУ

До визначення жорсткостей при врахуванні сполучень навантажень

При формуванні таблиці розрахункових сполучень зусиль (РПЗ) при нелінійному розрахунку системи (фізична, геометрична, конструкційна та інші види нелінійності) виникає багатокритеріальність проблеми. У зв'язку з цим при призначенні поточного значення відповідної жорсткості (згинальної, розтягування-стискування, зсувної і так далі), залежної від конкретного навантаження, допустимо прийняти

$$B_m = \frac{\sum_{L=1}^N q_L B_L}{N}, \quad (7.1)$$

де B_L – жорсткість елемента, яка визначена для L -го навантаження;

q_L – ваговий коефіцієнт $0, 0 \leq q_L \leq 1, 0$;

N – кількість навантажень, введених до розрахунку;

B_m – усереднене значення жорсткості.

При значному розкиді значень B_L , що відповідає рівнобезпечним, але істотно таким, що відрізняються один від одного навантаженням:

$$B_m = \frac{1}{3}(B_m + B_{mg} + B_{mp}), \quad (7.2)$$

$$\text{де } B_{mp} = \left(\sum_{L=1}^N q_L B_L \right)^{\frac{1}{N}}, \quad (7.3)$$

$$B_{mg} = \frac{N}{\sum_{L=1}^N \frac{1}{q_L B_L}}. \quad (7.4)$$

Тут належить мати на увазі, що геометрична нелінійність задачі з'являється, коли вводяться до неї нелінійні залежності між деформаціями і переміщеннями (квадрат девіацій, їх твір і т.д.) або при прийнятті точних виразів для геометричних параметрів об'єкту дослідження (наприклад, кривизн).

У свою чергу, конструкційна нелінійність, зазвичай, виникає при розгляді біелементів таких, наприклад, як «вісяча стіна – рандбалка», «фундамент – основа», «плита – балочна клітка», при цьому, без в'язей зсуву і т. д. Нелінійність деформування, в цих випадках, зумовлена тріщиноутворенням, переходом від одного виду НДС в інший, порушенням контакту між частинами біелементу і та ін.

Компоновка будівлі. Конструктивні рішення повинні забезпечити термін служби висотного будинку не менше 100 років з урахуванням належного експлуатаційного обслуговування та можливого відновлення ресурсу за допомогою капітальних ремонтів.

Конструктивна система повинна забезпечити міцність і стійкість несучих конструкцій та елементів висотного будинку під дією розрахункових навантажень та впливів, а також опір прогресуючому обваленню при виникненні надзвичайних ситуацій.

В висотних будинках застосовуються конструктивні системи, які складаються із вертикальних (колон, стін, ядер, діафрагм та інших елементів жорсткості) і горизонтальних (перекриттів, покриттів, балок, розкісних поясів та інших елементів жорсткості) несучих конструкцій, що забезпечують їх несучу здатність та просторову жорсткість.

Для забезпечення просторової жорсткості конструктивної системи висотного будинку рекомендується застосування:

- розвинутих у плані і симетрично розташованих ядер та діафрагм жорсткості;
- конструктивних систем із зовнішніми стінами по всьому контуру будинку (оболонкового типу);
- конструктивних систем із симетричним та рівномірним розташуванням несучих конструкцій в плані і по висоті будинку та відповідно з рівномірним розподілом вертикальних навантажень;

- монолітних дисків перекриттів, що об'єднують вертикальні несучі конструкції і виконують функції горизонтальних діафрагм жорсткості при дії вітрових і сейсмічних навантажень;

- горизонтальних балочних або розкісних поясів жорсткості на рівні ригельових поверхів, що забезпечують спільну роботу на згин всіх вертикальних конструкцій будинку, а також жорстких вузлових з'єднань між несучими конструкціями.

- несучі конструкції висотних будинків можуть виконуватися з монолітного залізобетону, сталезалізобетону та металевими.

Несучі конструкції з монолітного залізобетону рекомендується виконувати з бетону класу не нижче C25/30.

Несучі конструкції висотних будівель потребують нерозривності елементів, які передають навантаження на основу, й тим самим узгодженості передачі навантажень для кожного поверху. Тому розподіл точок передачі навантажень повинен визначатися міркуваннями не лише статички, але і принципу раціонального використання площ.

Несучі конструкції висотних будівель можуть відрізнятися різною системою поверхової передачі навантажень. Тут доречно введення наступної класифікації систем: растрова, оболонкова, стовбурна, мостова.

Інтегрально дані системи позначаються як системи активні по висоті.

У растровій системі точки передачі навантажень розподіляються рівномірно над всім планом; у системі з оболонок вони розташовуються на периферії; у стовбурній системі зона концентрації навантажень лежить в центрі; у мостових системах точки концентрації навантажень сприймаються конструкцією, розташованою вище (рис. 7.1).

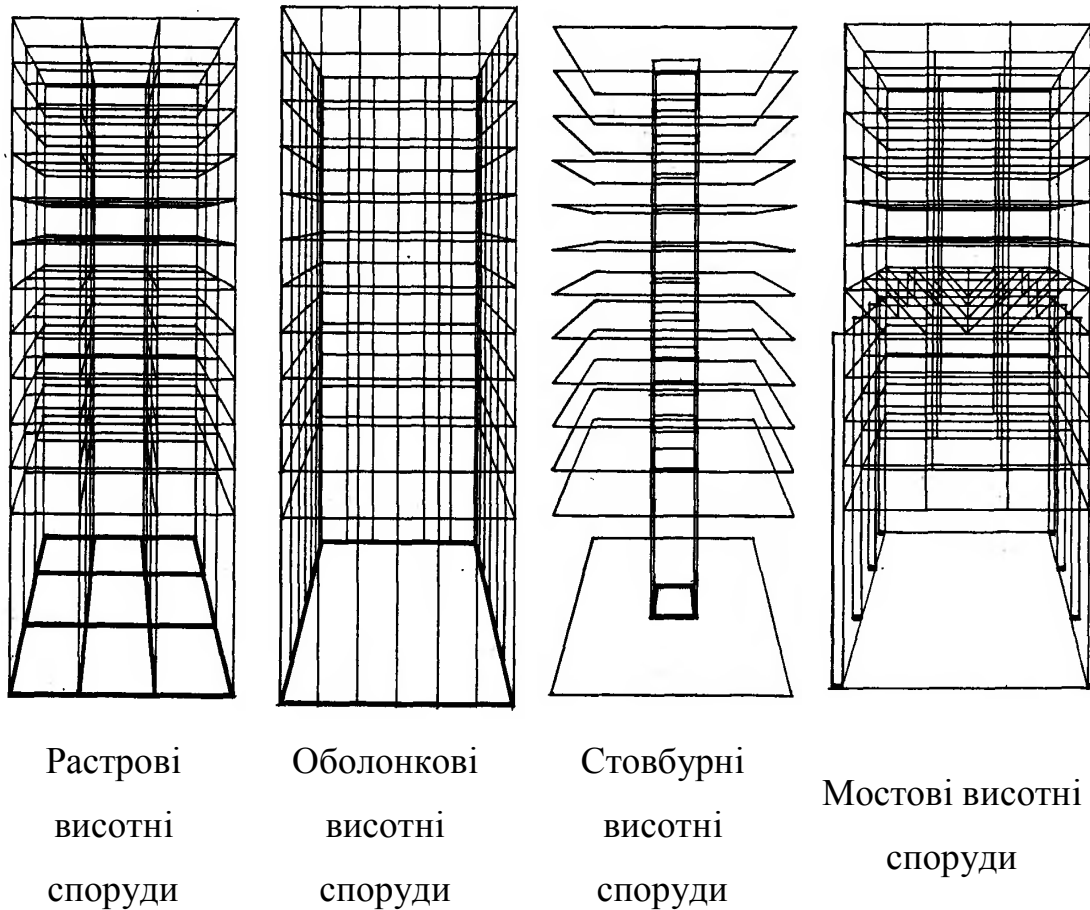
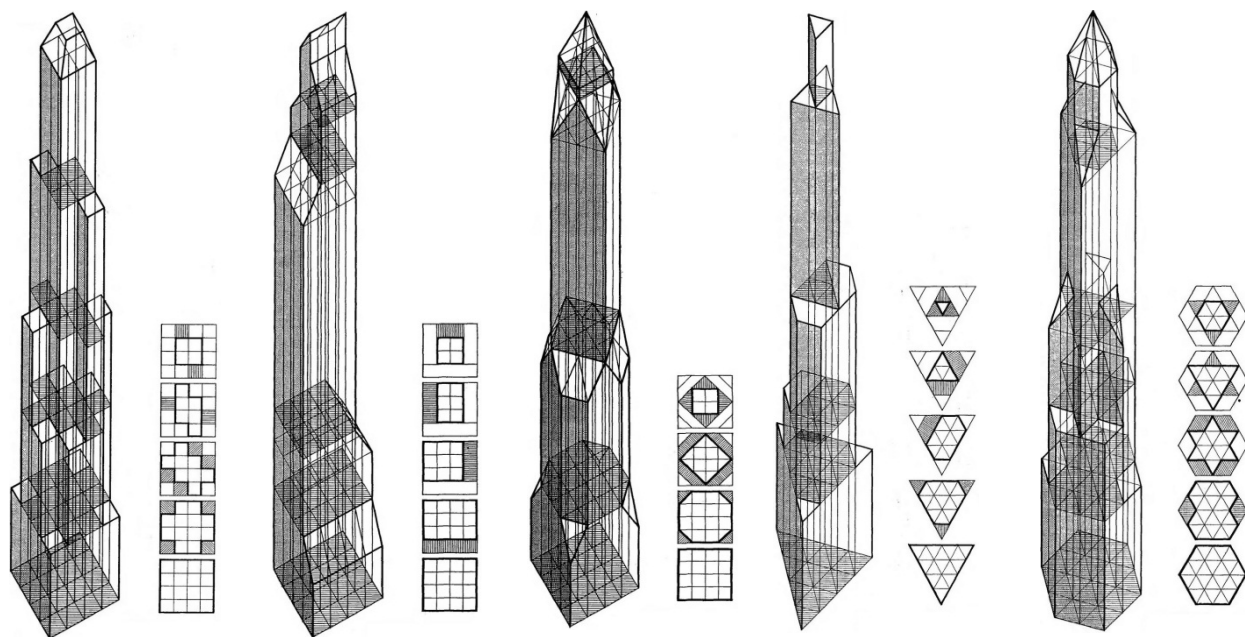


Рисунок 7.1 – Класифікація несучих систем активних по висоті (прототипи)

У висотних будівлях системи передачі навантажень тісно пов'язані з формою і структурою плану. Цей взаємозв'язок обумовлений кількістю пілонов і їх розташуванням в плані.

Щоб створити потрібні передумови для гнучкого планування поверхів і можливостей для подальшого перепланування приміщень на кожному поверсі, проект несучих систем, активних по висоті, націлений на максимально можливе зменшення кількості елементів, що передають навантаження.



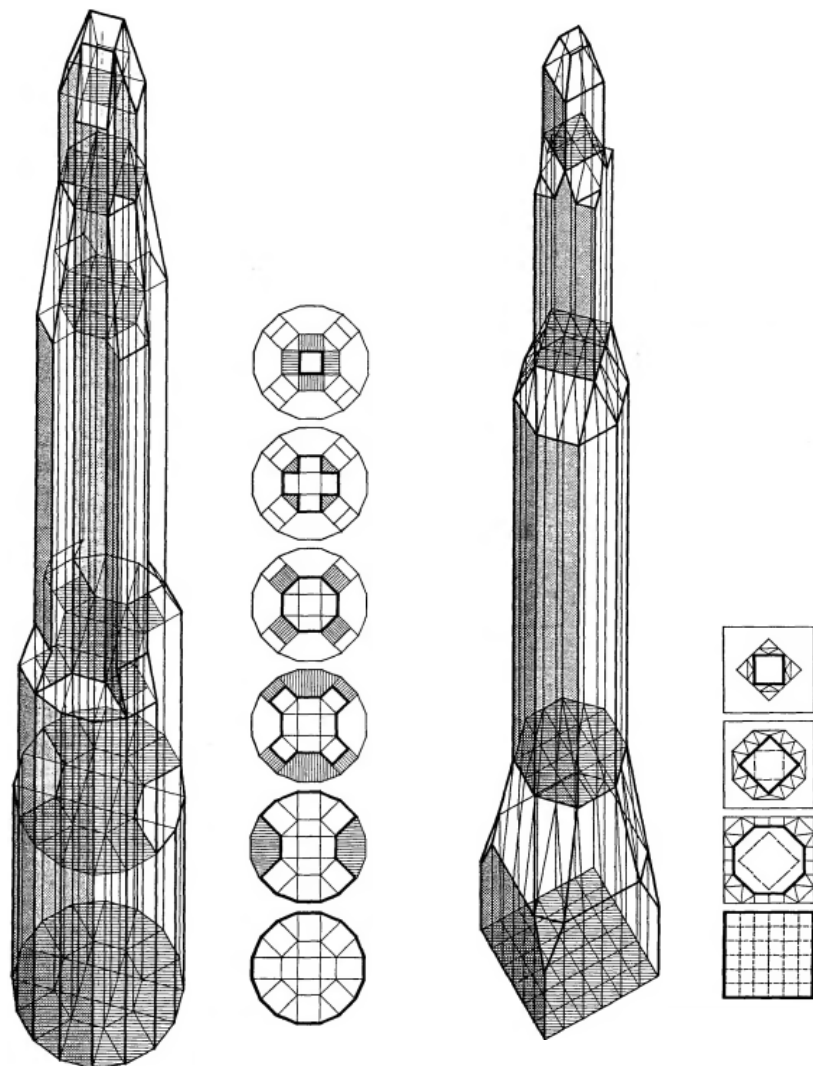
Симетрична осьова послідовність планів поверхів	Скошені по одній стороні переходи горизонтальних проекцій	Симетрично скошені переходи планів поверхів	Послідовність планів поверхів над трикутником як основною формою плану	Послідовність планів поверхів над шестикутником як основною формою плану
---	---	---	--	---

Рисунок 7.2 – Приклади форм башт в растровій системі

Висотні конструкції для передачі вертикальних навантажень потребують значних площ поперечних перетинів опор, які обмежують корисну площу поверху. Завдяки підвішуванню замість спирання поверху можна досягти значного зменшення поперечного перетину елементів, що передають навантаження; проте ця непряма передача навантаження вимагає розташованої зверху несучої системи для остаточної передачі навантаження на основу.

Із зв'язку з необхідністю обмеження до мінімуму кількості елементів, що передають навантаження, для оптимального використання площ, всі просторові елементи, які необхідні для висотної будови, мають бути

потенційними несучими конструкціями: сходові клітки, шахти ліфтів, санітарно-технічні канали.



Послідовність над кругом
як основною формою
плану

Поступова зміна плану
через декілька поверхів

Рисунок 7.3 – Приклади форм башт в оболонковій системі

При компоновці висотних ($H > 73,5\text{м}$) и середніх по висоті будівель ($40,0\text{м} \leq H \leq 73,5\text{м}$) слід віддавати перевагу мінімальній кількості пілонів, що мають розвинені розміри в плані (рис. 7.4).

Мінімально необхідній і достатній для забезпечення геометричної незмінності будівлі є система пілонів, до складу якої входить не менше трьох

плоских діафрагм, плоскості яких не перетинаються на одній прямій і не паралельні (рис. 7.4).

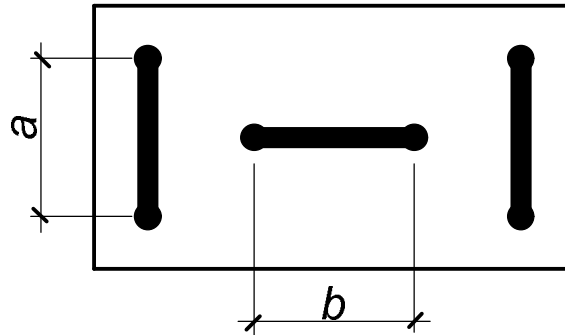


Рисунок 7.4 – Компоновка пілонів

В будівлях з протяжним планом відстань між паралельними пілонами слід приймати не більш 30,0 м, а відстань від крайнього пілону до торця будівлі (консольна ділянка перекриття) не більш 12,0 м. В разі необхідності, зміни наведених обмежень повинні підтверджуватися розрахунком.

Мінімальна необхідна кількість елементів жорсткості в будівлі (пілони, ядра і т.д.) повинна визначатися з умови забезпечення його загальної стійкості:

$$\frac{G_{cr}}{G^n} \geq 1,5 \quad (7.5),$$

де G^n – нормативна вага будівлі, що включає постійну і тимчасові нормативні навантаження. При цьому, значення G^n слід приймати рівним вазі надземної частини будівлі, що збільшується на 10%;

G_{cr} – критична вага будівлі (див. розрахунок стійкості).

При призначенні розмірів будівлі слід визначити його зовнішні габарити з умови обмеження прискорення верхніх точок ($\ddot{y}_{max} \leq 0,08 \text{ м / сек}^2$).

При проектуванні висотних будинків співвідношення висоти до мінімального розміру поперечного перерізу будинку не повинно перевищувати $h/d = 7$ (де h – висота будинку, d – мінімальний розмір поперечного перерізу, розташованого на рівні $2/3 h$).

Якщо вищезазначене співвідношення $h/d > 7$, необхідно:

– виконувати перевірочний розрахунок на вихрове збудження (вітровий резонанс);

– враховувати можливість появи аеродинамічно нестійких коливань типу галопування.

При розрахунках висотних будинків із несиметричною формою поперечного перерізу типових поверхів, а також у тих випадках, коли центр мас типових поверхів не збігається з їх центром жорсткості, необхідно враховувати можливість появи аеродинамічно нестійких коливань типу дивергенції.

Збірно-монолітні конструкції можуть бути застосовані для влаштування перекриттів і стін із використанням збірних елементів в якості залишеної опалубки або як частину несучої конструкції. Розрахунки і влаштування бетонних і залізобетонних конструкцій необхідно виконувати згідно з чинними нормативними документами.

Сталезалізобетонні несучі конструкції, які виготовляються з бетону і сталевих гарячекатаних та зварних елементів (двотаврів, швелерів, труб, кутових елементів), рекомендується застосовувати, в основному, для колон із обмеженою площею поперечного перерізу та високими навантаженнями, коли їх несуча здатність при застосуванні несучої гнучкої арматури недостатня.

В окремих випадках сталезалізобетонні несучі конструкції можуть бути застосовані для влаштування стін, ядер жорсткості та плит перекриттів. Переміщення (прогини) будівлі належить оцінювати відповідно до таблиці 7.1. Горизонтальні граничні переміщення каркасних будівель, що обмежуються виходячи з конструктивних вимог (забезпечення цілісності заповнення каркаса стінами, перегородками, віконними і дверними елементами), також наведені в таблиці 7.1.

Горизонтальні переміщення каркасу слід визначати в площині стін і перегородок, цілісність яких повинна бути забезпечена. При зв'язевих каркасах багатоповерхових будівель заввишки понад 40 м перекис поверхових комірок, що примикають до діафрагм жорсткості, що дорівнює $(f_1/h_s + f_2/l)$, не повинен перевищувати 1/300: для поз. 2, 1/500 для позиції 2, а і 1/700 для поз. 2,б таблиці 7.1.

Таблиця 7.1 – Горизонтальні граничні переміщення каркасних будівель, що обмежуються виходячи з конструктивних вимог (забезпечення цілісності заповнення каркаса стінами, перегородками, віконними і дверними елементами)

Будівлі, стіни та перегородки	Кріплення стін і перегородок до каркасу будівлі	Граничне переміщення f_u
1. Багатоповерхові будівлі	Будь-яке	$h/500$
2. Один поверх багатоповерхових будівель: а) стіни та перегородки з цегли, гіпсокартону, залізобетонних панелей; б) стіни, облицьовані природним каменем, із керамічних блоків, із скла (вітражі).	Податливе Жорстке Жорстке	$h_s/300$ $h_s/500$ $h_s/700$
3. Одноповерхові будівлі (з самонесучими стінами) висотою поверху h_s , м: $h_s \leq 6$ $h_s = 15$ $h_s \geq 30$	Податливе	$h_s/150$ $h_s/200$ $h_s/300$

Позначення, прийняті в таблиці 3.7:
 h – висота багатоповерхових будівель, що дорівнює відстані від верху фундаменту до осі ригеля покриття;
 h_s – висота поверху в одноповерхових будівлях, що дорівнює відстані від верху фундаменту до низу кроквяних конструкцій; у багатоповерхових будівлях: для нижнього поверху – дорівнює відстані від верху фундаменту до осі ригеля перекриття; для інших поверхів – дорівнює відстані між осями суміжних ригелів.

Примітка 1. Для проміжних значень h_s (поз. 3) горизонтальні граничні переміщення слід визначати лінійною інтерполяцією.

Примітка 2. Для верхніх поверхів багатоповерхових будівель, запроектованих з використанням елементів покриттів одноповерхових будівель, горизонтальні граничні переміщення слід приймати такими, як для одноповерхових будівель. При цьому висота верхнього поверху h_s приймається від осі ригеля міжповерхового перекриття до низу кроквяних конструкцій.

Примітка 3. До податливих кріплень належать кріплення стін або перегородок до каркаса, що не перешкоджають зміщенню каркасу (без передачі на стіни або перегородки зусиль, здатних викликати пошкодження конструктивних елементів); до жорстких – кріплення, що перешкоджають взаємним зсувам каркаса, стін або перегородок.

Примітка 4. Для одноповерхових будівель з навісними стінами (а також при відсутності жорсткого диска покриття) і багатоповерхових етажерок граничні переміщення допускається збільшувати на 30 % (але приймати не більш як $h_s/150$).

Примітка 5. Співвідношення граничних горизонтальних переміщень верхньої частини висотних будинків f до їх висоти h не повинні перевищувати співвідношення 1/1000 при висоті будинку від 73,5 м до 100 м включно (f – горизонтальні переміщення верхньої частини будинку на рівні перекриття верхнього поверху; h – висота будинку, що визначається різницею позначок від поверхні покриття проїзду навколо будинку і перекриття верхнього поверху будинку). Товщина стін ядер жорсткості, а також несучих простінків, діафрагм жорсткості може прийматися змінною по висоті. Гнучкість колон та стін (відношення l_o / i , де l_o – розрахункова довжина, i – радіус інерції поперечного перерізу) слід приймати не більше 60. Підвищення несучої здатності вертикальних конструкцій з урахуванням поступового зростання навантаження від верхніх до нижніх поверхів рекомендується забезпечувати:

- збільшенням коефіцієнта поздовжнього армування;
- підвищенням міцності бетону;
- збільшенням розмірів несучих елементів з урахуванням планувальних обмежень;
- використанням "жорсткої" арматури. В якості «жорсткої» арматури рекомендується використовувати прокатні сталеві профілі (двотаври, в т.ч. широкополічкові, кутові елементи, швелери, листову сталь та труби).

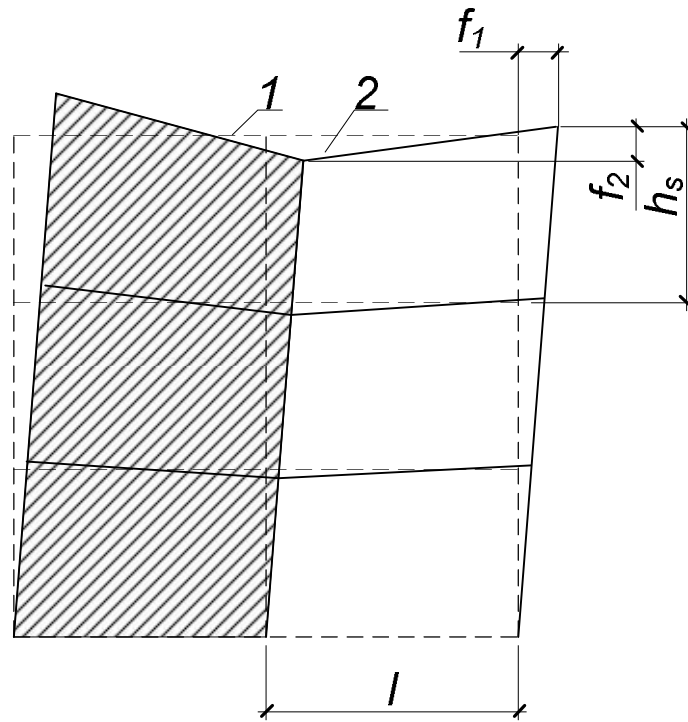


Рисунок 7.5 – Схема перекосу поверхових комірок (2), що примикають до діафрагм жорсткості (1) у будівлях зі зв’язевим каркасом (пунктиром показана схема каркасу до прикладення навантаження)

Горизонтальні граничні прогини колон (стійок) каркасних будівель від температурних кліматичних і усадкових впливів слід приймати такими, що дорівнюють:

– $h_s/150$ – при стінах і перегородках з цегли, гіпсобетону, залізобетону і навісних панелей;

– $h_s/200$ – при стінах, облицьованих природним каменем, з керамічних блоків, із скла (вітражі);

– де h_s – висота поверху, а для одноповерхових будівель з мостовими кранами – висота від верху фундаменту до низу балок кранової колії.

– При цьому температурні впливи слід приймати без урахування добових коливань температури зовнішнього повітря і перепаду температури від сонячної радіації.

При визначенні горизонтальних прогинів від температурних кліматичних і усадкових впливів їхні значення не слід підсумовувати з прогинами від вітрових навантажень і від крену фундаментів.

При різних схемах розташування елементів жорсткості (пілонів, ядер) допустимо користуватися таблицею 7.2 і рисунком 7.6.

Таблиця 7.2 – Розташування елементів жорсткості

Положення елементів каркаса	Тип чарунки	Кути перекосу конструкцій
В площині вітрового навантаження	Чарунка примикає до «вільних» колон	$\beta_1 = \varphi$
	Чарунка однієї стороною примикає до пілону	$\beta_2 = \varphi \cdot \left(1 + \frac{c_2}{d_2}\right)$
	Чарунка обома сторонами примикає до пілонів	$\beta_3 = \varphi \cdot \left(1 + \frac{c_2' + c_3}{d_3}\right)$
В площині, перпендикулярної до вітрового навантаження	Чарунка обома сторонами примикає до пілонів, зміщеним на модуль	$\beta_4 = \varphi \cdot \frac{c_4 + c_5'}{d_4}$
	Чарунка однією стороною примикає до пілону	$\beta_5 = \varphi \cdot \frac{c_5'}{d_4}$

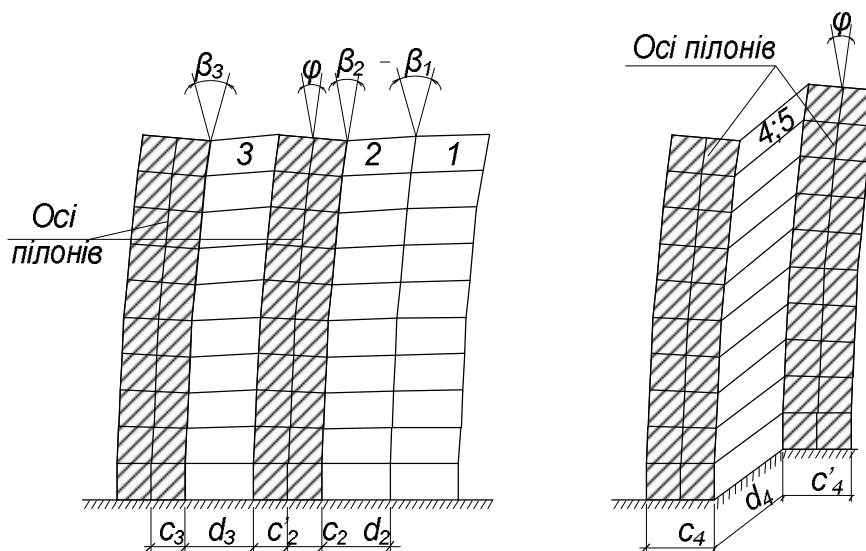


Рисунок 7.6 – До визначення перекосів конструкцій

Для будівель висотою, що перевищує 73,5 м, слід враховувати навантаження штормовим вітром. В цьому випадку, горизонтальні переміщення верха будівлі, при коефіцієнті перенавантаження рівного 5,4, з урахуванням статичної і пульсаційної складової, не повинні перевищувати 1/500 від висоти будівлі над землею.

Відносна різниця осідань фундаментів (споруди) не повинна перевищувати нормативного значення 0,002.

Особливі випадки. При проектуванні і розрахунку будівель, у яких деяка кількість пілонів не доходить до фундаментів, слід окремо вирішувати наступні завдання:

- оцінка достатньої несучої здатності елементів, що залишилися (як правило колон), що доходять до фундаментів;
- оцінка зрушуючої сили відповідного ресурсу перерізу колон в місці обриву пілонів;
- оцінка міцності диску перекриття в місці обриву пілону;
- оцінка несучої здатності (по поперечній силі) інших додатково навантажених пілонів, що доходять до фундаментів.

При проектуванні й розрахунку будівель, у яких деяка кількість пілонів не доходить до верху, слід:

- оцінити міцність диску перекриття, розташованого в місці обриву пілону;
- оцінити несучу здатність пілонів і колон, що залишилися, на зсув в місці обриву пілону.

Неточність зведення вертикальних конструкцій слід враховувати:

- коли перевіряється міцність колон, шляхом введення випадкового ексцентриситету;
- коли перевіряється міцність дисків перекриттів, з урахуванням розрахункового кута перелому вертикальних конструкцій $\epsilon=0,0075$.

Для численної реалізації перерахованих завдань повинні бути сформовані відповідні локальні розрахункові моделі. При цьому, остаточні висновки о надійності прийнятих конструктивних рішень слід виконувати на основі спільного розгляду результатів розрахунків, що отримані за загальною схемою моделі «власне будівля – фундаментна конструкція – основа» и локальних моделей, що згадуються.

Несучу здатність вертикального перерізу пілону при зсуві T приймають рівною сумі опорів зрушенню усіх сполучних елементів, що попали в розглядуваний переріз. Якщо вертикальний переріз складається з декількох ділянок висотою h_j , що відрізняються опором зрушення на одиницю висоти t_j , то

$$T = \sum t_j h_j . \quad (7.6.)$$

Несучу здатність t_j ділянки вертикального перерізу при розглядуваному зрушенні приймають:

- для суцільних ділянок стін – рівною їх несучій здатності за поперечною силою без урахування арматури, рівної множенню розрахункового опору бетону пілонів при розтязі f_{ctk} на їх товщину;
- для перемичок над отворами – рівною меншою з їх несучих здатностей при зрушенні за поперечною силою або за згинальним моментом,

поділений на висоту поверху. Перевірку міцності нормальних перерізів ядер жорсткості виконують як пілонів відкритого профілю.

Перевірка міцності ядер жорсткості при зсуві відрізняється від перевірки міцності пілонів відкритого профілю: будь-яка поверхня з вертикальною твірною розтинає пілон замкнутого профілю одночасно по двом вертикальним перерізам (рис. 7.7, а). Окрім цього крутні моменти, що в пілонах замкнутого профілю можуть бути достатньо великі, викликають зсувні зусилля $T_{кр}$ (рис. 7.7, б). Ці зусилля складаються із зсувними зусиллями від вертикальних навантажень і зусиллями від поперечного вигину пілонів.

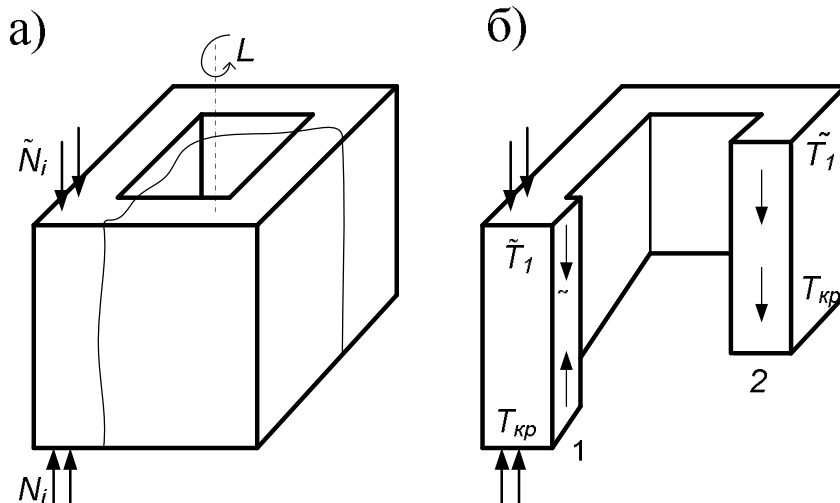


Рисунок 7.7 – До перевірки міцності ядер жорсткості при зсуві

Перемички над отворами в пілонах слід проектувати таким чином, щоб вони були рівноміцнісними за поперечною силою і згинальним моментом.

При цьому, згинальний момент в перемичці визначається:

– при ширині меншою із гілок пілона, що примикає до отвору, більш або рівною висоті перемички над отвором

$$\dot{I}_{\bar{i}} = 0,5V_{\bar{i}}b_{\bar{i}} ; \quad (7.7)$$

– при ширині меншої із гілок менше висоти перемички над отвором

$$\dot{I}_i = 0,5V_i b_i \left(1 - 0,5 \frac{b_c}{h_i}\right). \quad (7.8)$$

Тут всі позначення за рисунком 7.8.

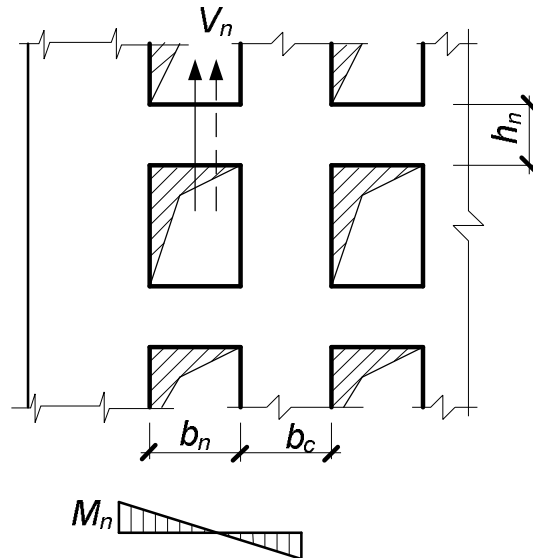


Рисунок 7.8 – До розрахунку перемички над отвором

Поперечну силу в перемичках V_n приймають на основі статичного розрахунку. До зусиль V_n і M_n слід додати зусилля від місцевого навантаження.

Для приблизної оцінки рівня ослаблення пілону в своїй площині отворами та для спрощення розрахунку будівлі допустимо користуватися коефіцієнтом приведення О. Р. Ржаніцина:

$$\beta = \sqrt{\frac{3J_i H^2}{2a^3 h} \left(\frac{F_1 + F_2}{F_1 F_2} + \frac{v^2}{J_1 + J_2} \right)} \quad (7.9)$$

де J_n – момент інерції перемички; F_1, F_2 – площі перерізів гілок пілонів; J_1 і J_2 – моменти інерції гілок пілонів; H – висота діафрагми; h – висота поверху; a – половина ширини отвору; v – відстань між центрами тяжіння гілок пілонів.

При $\beta \geq 15$ податливість перемичок мала і діафрагма працює з єдиним перерізом та розраховується по балочній консольній схемі. При $\beta \leq 0,5$

податливість перемичок велика і їх вплив на роботу пілонів несуттєвий; гілки пілонів (діафрагм) працюють окремо і розраховуються як окремі самостійні балочні консолі. При проміжних значеннях $15 > \beta > 0,5$ характер роботи діафрагми з отворами нагадує роботу рами. В даному випадку зусилля в елементах діафрагм можуть визначатися, як в рамних системах.

Прогресуюче обвалення. При проектуванні будівель та споруд, що відносяться до класу відповідальності ССЗ, категорії відповідальності А, категорії складності IV–V потрібно враховувати можливість виникнення форс-мажорних ситуацій, поява яких ймовірна в процесі життєвого циклу системи (конструкції).

В даному випадку при проектуванні необхідно виконувати розрахункову оцінку збереження від обвалення несучих конструкцій висотного будинку у разі виникнення надзвичайних ситуацій (пожежі або вибуху), яка може привести до локального руйнування в обсягах для висотних будинків із залізобетонним каркасом:

- руйнування (видалення) двох стін, що перетинаються, на ділянках від місця їх перетину (наприклад, від кута будинку) до найближчого отвору в кожній стіні або до наступного вертикального перетину зі стіною іншого напрямку на сумарній довжині не більше 10 м, що відповідає руйнуванню конструкцій у колі площею 80 м^2 (площа локального руйнування);

- руйнування (вилучення) окремої колони (пілону) або колони (пілону) з прилеглими до них ділянками стін, розміщених на одному поверсі на площі локального руйнування;

- обвалення ділянки перекриття одного поверху на площі локального руйнування.

У всіх випадках площа поперечного перерізу всіх вилучених вертикальних елементів, розташованих на ділянці 80 м^2 , не повинна перевищувати для залізобетонних елементів $0,9 \text{ м}^2$, для фібробетонних елементів $0,7 \text{ м}^2$, для жорсткої арматури 15 %;

До основних конструктивних заходів, що рекомендується вживати для забезпечення стійкості висотного будинку із залізобетонним каркасом від прогресуючого обвалення, належать:

- створення безперерізності перекриттів та забезпечення безперервності армування конструкцій у плані та по висоті;
- застосування подвійного безперервного армування перекриттів у верхній та нижній зонах із загальною площею в обох напрямках не нижче ніж 0,25 % від площі перерізу бетону;
- підсилення (у разі необхідності) сусідніх вертикальних несучих конструкцій, на які може передаватись навантаження від зруйнованого елемента;
- надійне стикування й анкерування арматури у місцях з'єднання стін, колон та перекриттів.

Для висотного будинку з металевим несучим каркасом задля запобігання прогресуючому обваленню рекомендується:

- застосовувати конструктивні схеми каркасів із жорсткими вузлами з'єднань ригелів з колонами для перерозподілу зусиль при руйнуванні;
- надавати перевагу зменшеному кроку периферійних фасадних колон;
- передбачати відповідні аустрігерні системи для перерозподілу зусиль;
- застосовувати комбіновані сталезалізобетонні несучі системи з улаштуванням залізобетонних каркасів у найбільш небезпечних для прогресуючого руйнування зонах нижніх поверхів;
- надавати перевагу конструктивним рішенням у вигляді суцільних залізобетонних монолітних плит розмірами на весь поверх.

При розрахунку конструкцій будинків на стійкість до прогресуючого обвалення слід керуватися чинними нормативними документами.

Руйнування будинків, несучі конструкції яких проектуються з металевим каркасом, необхідно розглядати за спеціальними сценаріями, в яких руйнування (вилучення) окремих елементів слід призначати в найбільш

небезпечних місцях залежно від прийнятої конструктивної схеми відповідно до оцінок можливих ризиків.

Конструкції будинку рекомендується розраховувати як просторову систему «основа – фундамент – споруда» з використанням програмних комплексів, що дозволяють урахувати фізичну й геометричну нелінійності, а також забезпечити найбільшу точність результатів розрахунку й зниження додаткових матеріаловитрат.

Рекомендується проводити розрахунок за наступною схемою:

- виконують розрахунок усієї схеми в фізично нелінійній постановці на постійні й тимчасові навантаження, що входять до аварійного сполучення;
- отриманий напружено деформований стан приймають як стартовий для розрахунку на навантаження від елементів, що вилучаються;
- розрахунок на додаткове навантаження, що виникає при вилученні елементів, виконують у фізично й геометрично нелінійній постановці. Навантаження від вилучення елементів відповідає зусиллям, отриманим в них на попередньому етапі розрахунку і збільшених на коефіцієнт динамічності 1,2. Перевірка за несучою здатністю елементів, що залишилися, виконують без урахування поздовжнього вигину.

Таким чином, розрахунок за несучою здатністю та стійкістю проводять на аварійне сполучення навантажень і впливів, що включає постійні і тривалі тимчасові навантаження, а також вплив на конструкцію будинку локальних гіпотетичних обвалень. Локальне обвалення може бути розташоване в будь-якому місці будинку.

Навантаження приймається згідно з чинними нормативними документами.

Розрахунок будинку у випадку локального обвалення несучих конструкцій виконують тільки за граничними станами першої групи. Переміщення конструкцій і розкриття в них тріщин у розглянутій надзвичайній ситуації не обмежують.

У моделі можуть ураховуватися елементи, які за нормальних експлуатаційних умов є ненесучими (наприклад, навісні зовнішні стінові панелі, залізобетонні огорожі балконів тощо), а за наявності локальних впливів беруть активну участь у перерозподілі зусиль в елементах конструктивної системи. Розрахункова модель будинку повинна враховувати можливість вилучення (обвалення) окремих вертикальних конструктивних елементів і проаналізована окремо з урахуванням кожного (одного) з локальних обвалень.

У деяких випадках доцільно розглядати роботу перекриттів над вилученою колоною (пілоном, стіною) при великих прогинах як висячої залізобетонної оболонки з урахуванням мембранних ефектів, які обумовлені фізичною й геометричною нелінійністю її роботи.

Кожне перекриття висотного будинку повинне бути розраховане на сприйняття ваги ділянки перекриття вищого поверху (постійне й тривале навантаження з коефіцієнтом динамічності $k_f=1,5$) на площі 80 м^2 .

Ефективним методом аналізу конструктивної системи при розрахунку на прогресуюче обвалення є побудова її енергетичного портрету. Алгоритм дій для цього складається з наступних процедур:

- побудова, з урахуванням фізичної і/або геометричної нелінійності, поля граничної щільності енергії деформації (ГЩЕД) в елементах системи;
- на основі аналізу побудованого поля ГЩЕД, встановлення елементів з максимальними її значеннями;
- прийняття встановлених елементів за «визначальні» ;
- виконання розрахунку за локальними розрахунковими схемами, що враховують відсутність «визначальних» елементів;
- міцнісний аналіз результатів (розрахунок за I групою граничних станів) зі збільшенням (в разі необхідності) перерізів арматури і класу бетону.

Стійкість висотного будинку проти прогресуючого обвалення слід забезпечувати найбільш економічними засобами:

- раціональним конструктивно-планувальним рішенням будинку з урахуванням можливості виникнення розглянутої аварійної ситуації;
- конструктивними заходами, що забезпечують цілісність конструкцій;
- використанням матеріалів та конструктивних рішень, які забезпечують розвиток в елементах конструкцій та їх з'єднаннях пластичних деформацій;

–конструюванням технічних поверхів у вигляді просторової системи - плити коробчастого перерізу, здатної сприймати навантаження, що обумовлені видаленням вертикальних елементів, розташованих між технічними поверхами [3.12].

Ефективна робота в'язей, що перешкоджають прогресуючому обваленню, обумовлюється забезпеченням їх пластичності в граничному стані з тим, щоб вони не виключались із роботи і допускали без обвалення розвиток необхідних деформацій. Для виконання цієї вимоги в'язі потрібно проектувати з пластичної листової або арматурної сталі, а міцність анкерування арматури повинна бути більше зусилля, яке викликає її руйнування.

З'єднання збірних елементів із монолітними конструкціями, що перешкоджають прогресуючому обваленню будинків, повинні проектувати нерівномісними, при цьому елемент, граничний стан якого забезпечує найбільші пластичні деформації з'єднання, повинен бути найменш міцним.

Для виконання цієї умови рекомендується розрахувати з'єднання на зусилля, яке в 1,5 раза перевищує несучу здатність елементів, що з'єднуються. Необхідно особливо стежити за фактично точним виконанням проектних рішень пластичних елементів.

Для підвищення ефективності опору прогресуючому обваленню будинку рекомендується:

- надотвірні перемички, що працюють як в'язі зсуву, проектувати так, щоб вони руйнувалися від вигину, а не від дії поперечної сили;
- шпонкові з'єднання в збірно-монолітних конструкціях проектувати так, щоб міцність окремих шпонок на зріз була в 1,5 рази більше їх міцності при зминанні;
- забезпечувати достатність довжини анкерування арматури при її роботі як в'язів зсуву;
- опорні перерізи балок і ригелів, а також вузли їх з'єднань із колонами (стінами, пілонами) повинні мати міцність за поперечною силою в 1,5 рази вище ніж їх несуча здатність за вигином у прольоті з урахуванням пластичних властивостей.

Мінімальна площа перерізу як поздовжньої, так і поперечної арматури в залізобетонних перекриттях і покритті визначається розрахунком і повинна становити не менше 0,25 % від площі перерізу бетону. При цьому зазначена арматура повинна бути безперервною й стикуватися відповідно до вимог чинних нормативних документів на проектування залізобетонних конструкцій.

Тема 8 ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

Первинною позицією при проектуванні монолітних будівель має бути процедура вибору і призначення схеми несучих конструкцій: рамна, змішана, рамно-зв'язева, зв'язева. Вибору схеми повинно передувати техніко-економічне порівняння варіантів, що ґрунтується на аналізі висоти споруди, інженерних умов майданчику (геологія, гідрогеологія, сейсмічна відповідальність), рівня і складу навантажень, конфігурації будівлі, технологічних особливостей зведення та ін. У зв'язку з чим, слід прийняти до уваги, що рамна система – система, функціонування, надійність і довговічність якої забезпечується жорсткістю вузлів рам. Вплив дисків перекриттів тут другорядне. Змішана система – система, функціонування, надійність і довговічність якої забезпечується в одному напрямку жорсткістю вузлів рам, а в другому системою зв'язків. Рамно-зв'язева система – система, функціонування, надійність та довговічність якої забезпечується вузлами рам і зв'язками. Зв'язева система – функціонування, надійність та довговічність якої забезпечується системою пілонів (ядер) і дисками перекриттів. Жорсткий (рамний) вузол – з'єднання елементів з повноцінним (100 %) сприйняттям моменту (рис. 8.1).

Умовно жорсткий вузол – з'єднання елементів, що забезпечує сприйняття часткової (оговореної) долі моменту (рис. 8.2).

*Деталь з'єднання колони та ригелю
(монолітний варіант)*

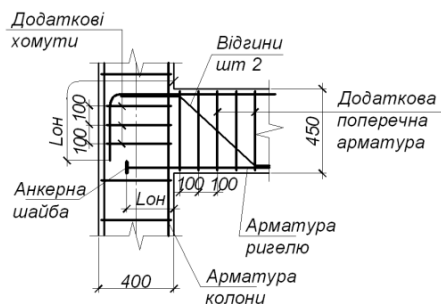


Рисунок 8.1.

Жорсткий (рамний) вузол

*Деталь з'єднання колони та ригелю
(збірний варіант)*

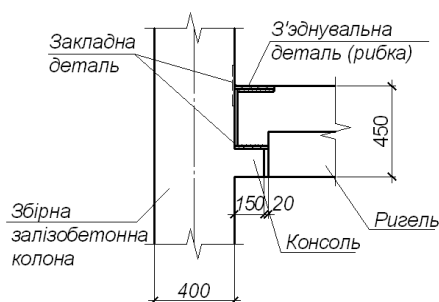


Рисунок 8.2.

Умовно жорсткий вузол

В роботу зв'язевої системи на сприйняття горизонтальних навантажень слід включати зовнішні колони. Включення здійснюється через ростверки (ростверкові аутрігерні поверхи) (рис. 8.3).

Слід зазначити, що конструктивні рішення, які можуть зменшити ймовірність обвалення конструктивної системи з умовою виникнення локального руйнування окремого елемента (при реалізації особливого випадку) найбільш раціональним і практичним методом є доповнення до всієї конструкції аутрігерних поверхів. Особливістю цієї конструкції є те, що вона збільшує загальну жорсткість будівлі. Це досягається розміщенням на певному поверсі просторових ферм, що з'єднують ядро жорсткості з зовнішнім периметром колон. Для кожної будівлі розташування «жорсткого» поверху визначається окремо залежно від його архітектурних і геометричних властивостей, але найбільше доцільним розташування його на $2/5$ – $3/5$ від висоти всієї будівлі.

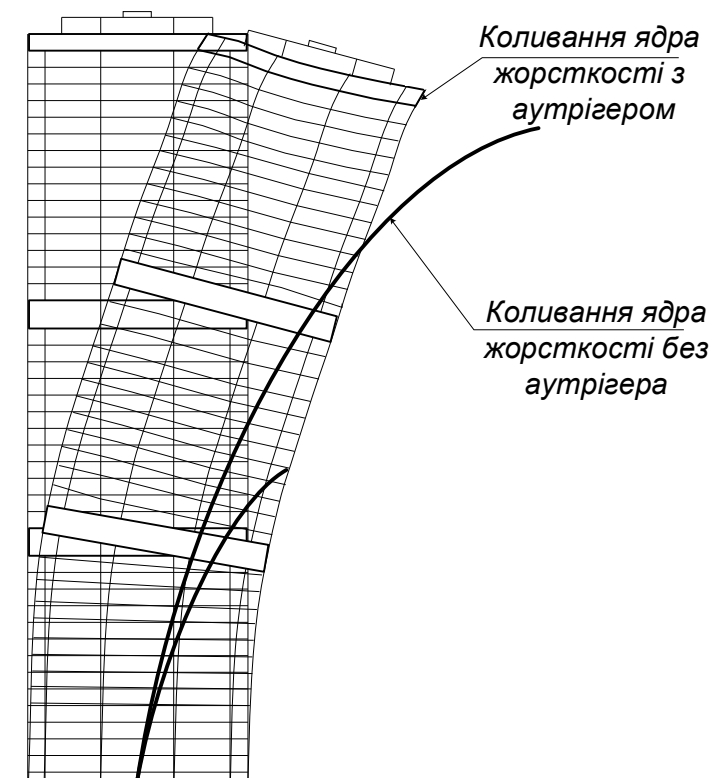


Рисунок 8.3 – Порівняльна схема загальної жорсткості будівлі з аутрігерним поверхом та без нього

У порівнянні моделей багатоповерхової будівлі з жорстким поверхом і без нього загальна жорсткість будівлі збільшується, що позитивно впливає на здатність цієї будівлі утримувати прогресуюче обвалення.

В цьому випадку колони отримують тільки додаткові (вертикальні) навантаження. Окрім того, включення зовнішніх колон в роботу загальної зв'язової системи на горизонтальні навантаження значно полегшує систему і одночасно підвищує загальну жорсткість будівлі. Ростверкові поверхи доцільно використовувати в якості технічних і для розташування в їх межах систем сейсмо і віброгасіння коливань.

Досвід експлуатації висотних будівель показує, що сейсмовіброгасіння коливань найбільш доцільно реалізовувати шляхом вживання динамічних гасителів коливань (ДГК). Як відомо, теоретичною основою їх конструкції є цікавий результат, отриманий при інтегруванні рівнянь коливань систем з двома ступенями свободи.

Хай, наприклад, є двомасова система (рис. 8.4), що випробовує дію збурювальної сили $P \sin \omega t$ (P – амплітуда сили, ω – частота коливань).

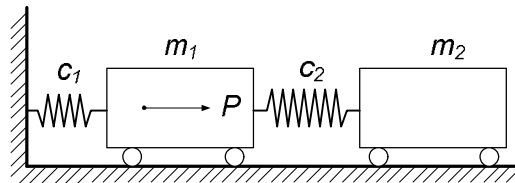


Рисунок 8.4 – Двомасова система

Рівняння руху для даної системи можна записати таким чином:

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + c_1 x_1 - c_2 (x_2 - x_1) = P \sin \omega t, \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (x_2 - x_1) = 0, \end{cases} \quad (8.1)$$

де m_1 і m_2 – основна та приєднувальна маси;

c_1 і c_2 – коефіцієнти жорсткості пружин;

\ddot{x}_1 і \ddot{x}_2 – прискорення.

Прийняв приватне рішення системи у вигляді:

$$x_1 = a_1 \sin \omega t; \quad x_2 = a_2 \sin \omega t \quad (8.2)$$

та підставляючи його в (8.1), отримаємо два рівняння з двома невідомими амплітудами коливань a_1 і a_2 :

$$\begin{cases} -m_1 \omega^2 a_1 + c_1 a_1 - c_2 (a_2 - a_1) = P, \\ -m_2 \omega^2 a_2 + c_2 (a_2 - a_1) = 0. \end{cases} \quad (8.3)$$

Рішення (8.3) дає

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{P(c_2 - m_2 \omega^2)}{(c_1 + c_2 - m_1 \omega^2)(c_2 - m_2 \omega^2) - c_2^2}; \\ a_2 &= \frac{P c_2}{(c_1 + c_2 - m_1 \omega^2)(c_2 - m_2 \omega^2) - c_2^2}; \end{aligned} \quad (8.4)$$

Аналіз (8.4) показує, що в приватному випадку, коли

$$c_2 - m_2 \omega^2 = 0, \quad (8.5)$$

$$a_1 = 0; \quad a_2 = -\frac{P}{c_2}; \quad (8.6)$$

Перша маса залишається нерухомою, хоча саме до неї прикладена збурювальна сила (антирезонанс).

Таким чином, щоб погасити коливання системи, що розглядається, достатньо приєднати до основної маси (m_1) додаткову масу (m_2) на пружній в'язі, підпорядкувавши параметри приєднуваної маси умові. Слід також зазначити, що в практичних випадках для гасіння можливих резонансів, що виникають при зміні частоти збудження, в ДГК додатково вводять демпфуючі елементи.

Приведений результат обґрунтовує основні критерії, що використовують при виборі ДГК. Зокрема:

– найбільш важливим параметром при виборі динамічного гасителя є оптимальна величина відхилення частоти гасителя (оптимальна величина налаштування) від власної частоти коливань конструкції. Якщо частота коливань гасителя, яка використовується для визначення величини налаштування, підібрана до конструкції не оптимально, малі зміни частот можуть істотно знизити ефективність гасителя;

- важливим критерієм є оптимальний коефіцієнт співвідношення мас, що забезпечує широкий діапазон ефективної роботи гасителя;
- демпфування є менш важливим критерієм в порівнянні з першими двома, але, проте, дозволяє використовувати пристрої з великими відхиленнями від оптимальних параметрів без суттєвої втрати ефективності.

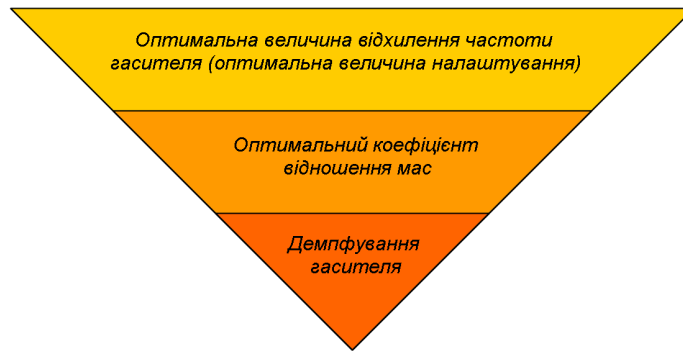


Рисунок 8.5 – Пріоритети трьох основних критеріїв підбору ДГК

Для ефективної роботи динамічних гасителів при їх підборі повинні буди дотримані наступні умови:

Вибір оптимальної маси.

Відношення маси динамічного гасителя до еквівалентної маси основної системи (μ) повинно бути достатнім і обґрунтованим. При малих масах динамічного гасителя (при $\mu \leq 0,025$) ефективність гасителя зменшується. Окрім того, виникають проблеми з величиною зазорів, які повинні забезпечити великі амплітуди коливань маси. Такі гасителі дорожчі, оскільки вимагають використання довших пружин. При співвідношенні мас $\mu > 0,025$ діапазон частот, в якому ефективне гасіння коливань, збільшується.

Вибір оптимальної частоти коливань динамічного гасителя.

Для оптимальної роботи динамічного гасителя коливань повинно дотримуватися наступне співвідношення між парціальними частотами:

$$k_{opt} = \frac{f_D}{f_H}$$

де f_D – парціальна частота маси динамічного гасителя;

f_H – частота власних коливань основної системи.

Коефіцієнт k називається коефіцієнтом настройки. Ці частоти повинні бути спеціально налаштовані. Величина оптимального відношення між частотами визначається нерівністю:

$$k_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} < 1$$

Вибір параметрів оптимального демпфера.

Для ефективної роботи динамічного гасителя необхідно підібрати демпфер, характеристики якого будуть відповідати відношенню мас μ і задовольняти наступній умові:

$$\xi_{D,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8 \cdot (1 + \mu)^3}}$$

Правильно підібране демпфування динамічного гасителя так само дозволяє правильно забезпечити ефективну роботу пристрою. Проте, слід ще раз зазначити, що відхилення величини демпфування від оптимального, в меншій мірі впливає на зміну ефективності роботи гасителя коливань в порівнянні з впливом відхилення від оптимального співвідношення частот.

Для ефективної практичної реалізації віброгасіння коливань висотних будівель можуть бути використані наступні два типи ДГК.

Динамічний гаситель MTMD-P встановлюється в точці конструкції, відповідній максимальній амплітуді при горизонтальних коливаннях споруди з власною частотою.

Кріплення ДГК к балкам або кронштейнам будівлі виконується за допомогою болтів.

MTMD-P складається з маси, що коливається, і яка прикріплена до кінця маятнікового стрижня. Повертаюча сила створюється силою тяжіння маси маятника при виведенні його з положення рівноваги.

Демпфування забезпечується пластинами, що переміщуються відносно друг другу або в'язкими демпфуючими пристроями.

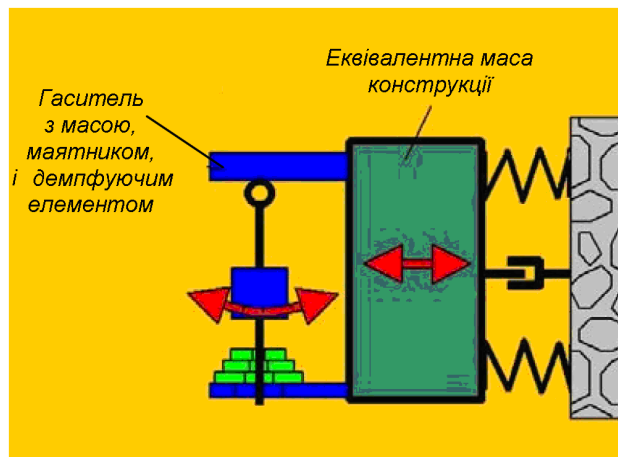


Рисунок 8.6 – Принцип роботи гасителя MTMD-P

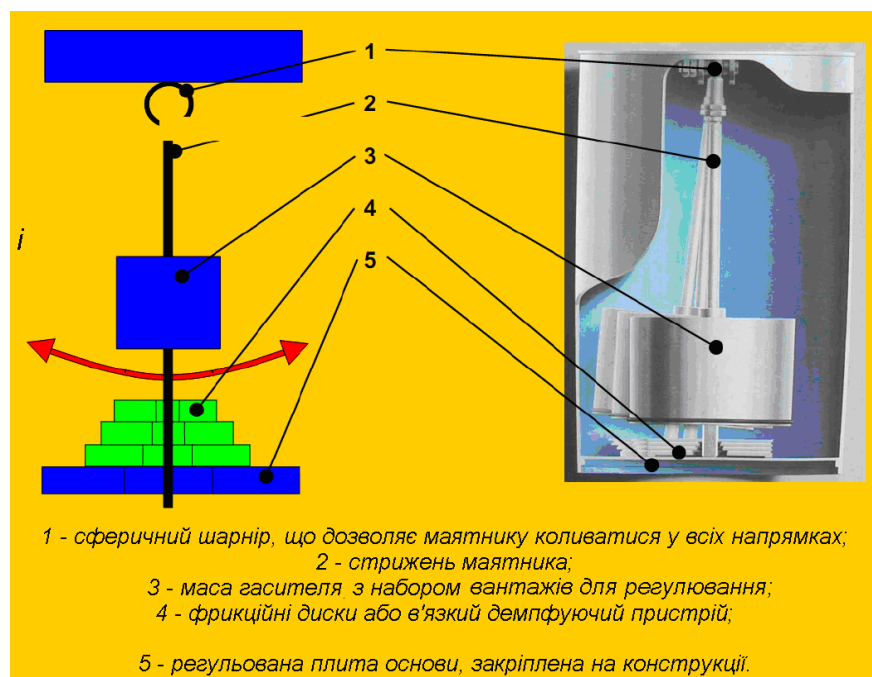


Рисунок 8.7 – Опис MTMD-P

MTMD-H: динамічний гаситель коливань, що коливається горизонтально (рис. 8.8, 8.9).

Динамічний гаситель MTMD-H встановлюється в точці конструкції, відповідній максимальній амплітуді при горизонтальних коливаннях споруди з власною частотою.

Кріплення ДГК к балкам або кронштейнам будівлі виконується за допомогою болтів.

MTMD-H складається з горизонтально направляємої маси, що переміщується і яка прикріплена к стальним пружинам. Паралельно до пружин прикріплений демпфуючий елемент.

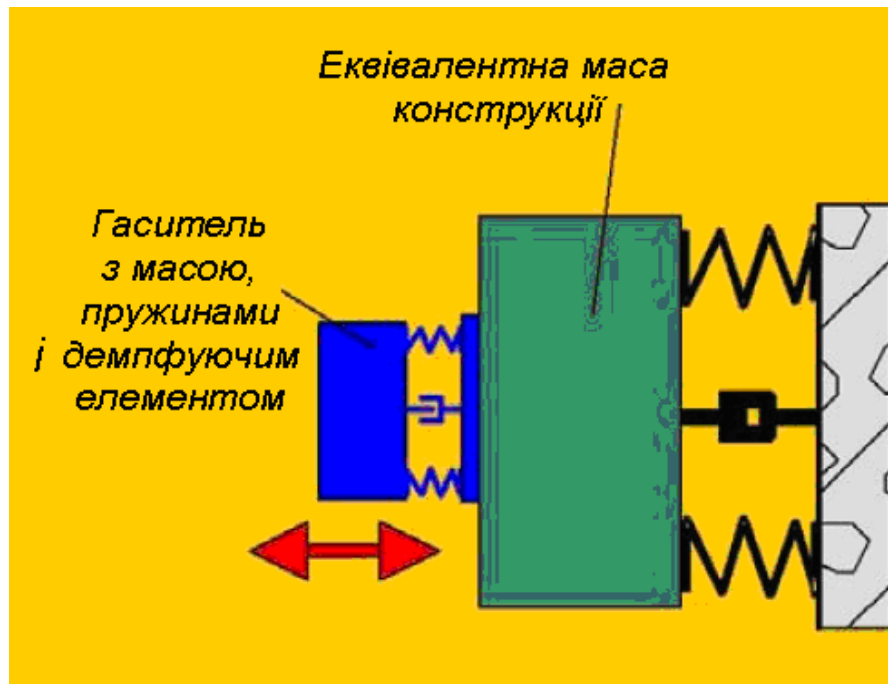


Рисунок 8.8 – Принцип роботи гасителя MTMD-H

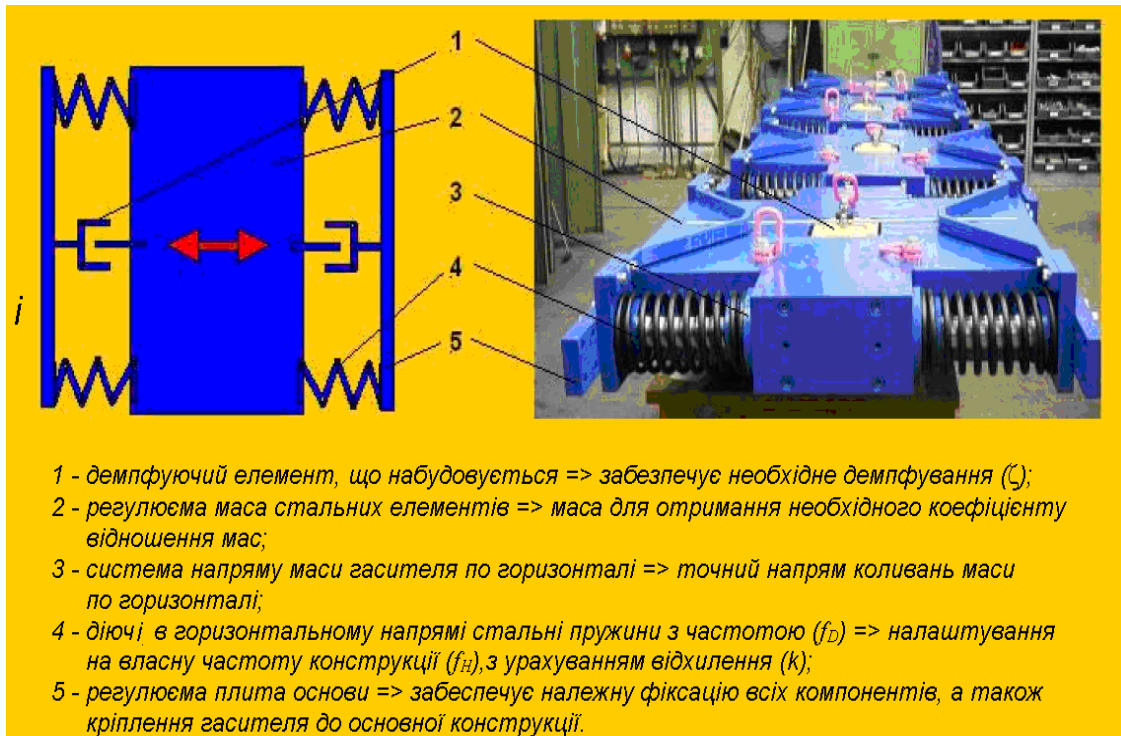


Рисунок 8.9 – Опис MTMD-H

Схематичне розташування згаданих ДГК в межах аутрігерних (ростверкових) поверхів показано на рисунках 8.10 та 8.11.

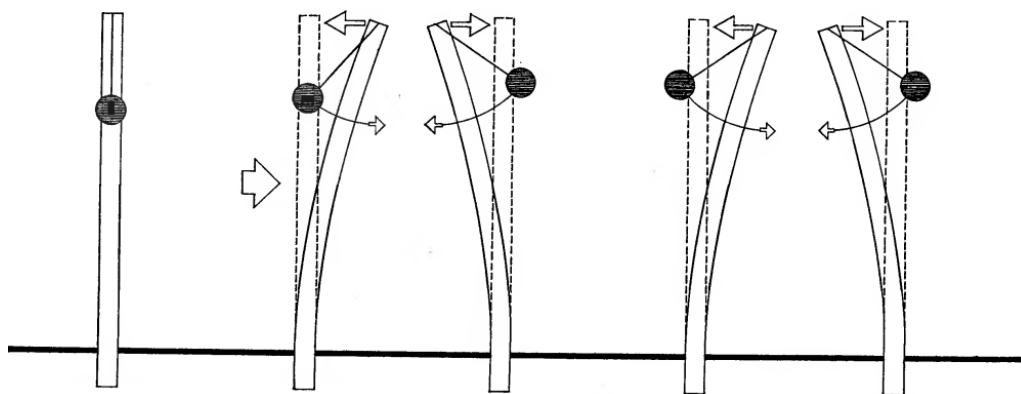


Рисунок 8.10 – Маятникова система віброгасіння коливань, розташування якої доцільно виконувати в ростверковому поверсі

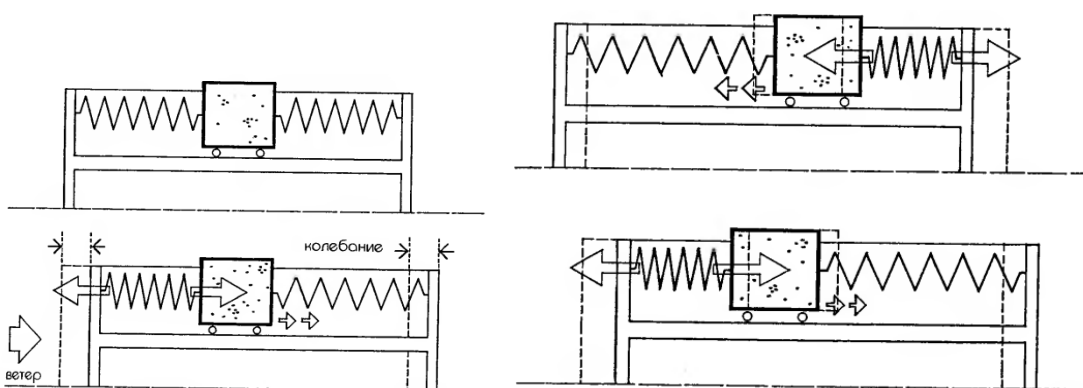


Рисунок 8.11 – Горизонтальна система гасіння коливань, розташування якої доцільно виконувати в ростверкових поверхах

Диски перекриттів (в особливості для зв'язевих систем) повинні бути абсолютно жорсткими (що не деформуються) у своїй площині. Вузли їх з'єднання з пілонами повинні забезпечувати повноцінну (100 %) передачу всіх компонентів зусиль, що виникають, від диска к пілону.

При прольотах до 6–8 м перекриття рекомендується виконувати плоскими, при більших значеннях – плоскими з капітелями або міжколонними балками й стінами, а при прольотах до 12 м – з міжколонними балками або стінами та ребристими і пустотними плитами.

Для зальних приміщень прольотом 12–15 м рекомендуються кесонні, ребрісті або пустотні плити при обпиранні по чотирьох сторонах на балки й стіни.

Основними конструктивними параметрами плоских плит перекриттів є розміри поперечного перерізу (товщина плити), клас бетону за міцністю на стиск і кількість поздовжньої арматури, які визначаються залежно від навантаження на перекриття та довжини прольотів.

При проектуванні рекомендується приймати оптимальні конструктивні параметри перекриттів, визначені на основі техніко-економічного аналізу. При цьому товщину плоских плит перекриттів суцільного перерізу рекомендується приймати не менше $1/30$ довжини найбільшого прольоту і не більше 25 см, клас бетону – не менше C20/25. Висота пустотних, ребристих і кесонних плит приймається не менше 25 см і не більше 50 см, клас бетону – не менше C20/25.

У плоских плитах перекриттів на густо армованих ділянках навколо колон, де діють максимальні поперечні згинальні сили і крутні моменти, для запобігання продавлюванню, спрощення армування й полегшення бетонування рекомендується укладання фібробетону класу за міцністю на розтяг не менше C20/25.

Основними конструктивними параметрами плоских фундаментних плит є розміри (товщина плити), клас бетону за міцністю на стиск і кількість поздовжньої арматури, які визначаються залежно від реактивного тиску ґрунту основи й кроку колон і стін.

При проектуванні рекомендується приймати оптимальні конструктивні параметри фундаментних плит, визначені на основі техніко-економічного аналізу. При цьому товщину фундаментних плит рекомендується приймати не менше 60 см (товщина однієї з плит при коробчастих і кесонних фундаментах) і не більше 200 см, клас бетону – не менше C16/20, армування – не менше 0,3 %, а марку за водонепроникністю – не менше W6.

Ребристі й коробчасті фундаменти складаються із плитних і стінових елементів і застосовуються для підвищення жорсткості будинку, а при висоті більше 2 м також для використання підземного простору як технічних поверхів.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

Список рекомендованої літератури

1. Бабаев В. М. Конструктивные системы для объектов различного назначения. Опыт проектирования и возведения // Науково-технічний збірник «Комунальне господарство міст» / В. М. Бабаев, В. С. Шмуклер. – Харків, ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, випуск 114'2014. – С. 2–17.
2. Барабаш М. С. Методи мінімізації ймовірності прогресуючого руйнування висотної будівлі при дії сейсмічних навантажень // Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві» / М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский, Я. В. Покотило. – випуск 1(21)'11, 2011. – С. 17–22.
3. Васильков Г. В. Эволюционные задачи строительной механики. Синергетическая парадигма / Г. В. Васильков. – Ростов на/Д. : Инфосервис, 2003.
4. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни / В. З. Власов. – М. : Физматгиз, 1959 – 574 с.
5. Вольмир А. С. Оболочки в потоке жидкости и газа. Задачи аэроупругости // Издательство «Наука» / А. С. Вольмир. – М. : 1976 – 416 с.
6. Галінський О. М. Нормативна база з висотного будівництва в Україні та напрями її вдосконалення // «Нові технології в будівництві» 2(20) / О. М. Галінський, А. А. Франківський, Т. В. Рунова. – Київ, 2001, С. 3–10.
7. Городецкий А. С. Исследование устойчивости конструкций зданий и сооружений к прогрессирующему разрушению при аварийных воздействиях // Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві» / А. С. Городецкий, М. С. Барабаш. – НДІБВ, 2(20)'10, Київ, 2010, С. 19–23.
8. Городецкий А. С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А. С. Городецкий, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. – Харьков : НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.
9. Програмне забезпечення інженерних розрахунків : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / Уклад. А. П. Сорочак. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 128 с.

10. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций [Текст] / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – Київ : Факт, 2007. – 394 с.

11. Компьютерные технологии проектирование железобетонных конструкций [Текст] / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский. – Київ : Национальный авиационный университет, 2006. – 808 с.

12. Барабаш М. С. Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций [Текст] / М. С. Барабаш, М. В. Лазнюк, М. Л. Мартынова, Н. И. Пресняков. – М. : Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2008. – 328 с.

13. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Київ: Изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.

14. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013 : учеб. пособие [Текст] / Д. А. Городецкий, М. С. Барабаш, Р. Ю. Водопьянов, В. П. Титок, А. Е. Артамонова / Под ред. академика РААСН А. С. Городецкого. – Київ, Электронное издание, 2013. – 376 с.

15. Водопьянов Р. Ю. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2015: Руководство пользователя. Обучающие примеры [Текст] / Р. Ю. Водопьянов, В. П. Титок, А. Е. Артамонова / Под ред. академика РААСН А. С. Городецкого. – М. : Электронное издание, 2015. – 460 с.

16. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике [Текст] / О. Зенкевич; пер. с англ. Б. Е. Победри. – М. : Мир, 1975. – 542 с. Додаткові джерела інформації 1. Офіційний сайт ЛІРА-САПР [Електронний ресурс] : [Веб-сайт]. – Електронні дані. – Київ, ВАТ «ЛІРА САПР», 2002-2017. – Режим доступу: <http://www.liraland.ua>

17. Форум користувачів ЛІРА-САПР [Електронний ресурс] : [Веб-сайт]. – Електронні дані. – Режим доступу: <https://forum.dwg.ru/forumdisplay.php?f=37>

18. ЛІРА-САПР. Офіційний канал [Електронний ресурс] : [Веб-портал]. – Електронні дані. – YouTube LLC, 2017. – Режим доступу: <https://www.youtube.com/user/LiraLand>

19. Смирнов В. В. Метод конечных элементов [Электронный ресурс] / В. В. Смирнов. – Электронные данные. – Компания Softline, 1993–2017. – Режим доступа: <http://www.exponenta.ru/educat/system>

*Список законодавчих, нормативних документів та методичних
рекомендацій до них*

20. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України, Київ, 2009.

21. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011.

22. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011.

23. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Мінрегіон України, Київ, 2014.

24. ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будинків та споруд. Дерев'яні конструкції. – Чинний від 2011-09-01. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 102 с.

25. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ. Мінрегіонбуд України, 2006.

26. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України. Мінбуд України. Київ, 2014.

27. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ, Київ, 2009.

28. ДБН В.2.2-24:2009 Проектування висотних житлових і громадських будинків. – Київ, 2009.

Навчальне видання

ГАПОНОВА Людмила Вікторівна

ПРОЕКТУВАННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для студентів денної і заочної форм навчання
освітнього рівня «магістр»
за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Відповідальний за випуск *А. В. Набока*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2019, поз. 1 Л.

Підп. до друку 19.03.2019. Формат 60x84/16

Друк на різнографі. Ум. друк. арк. 3,1

Тираж 50 пр. Зам №

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О.М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.